Das

Zentralblatt der Bauverwaltung

vereinigt mit **Zeitschrift für Bauwesen**

bietet seinen Beziehern durch kostenlose Beigabe der wichtigen amtlichen Bestimmungen als besondere Beilagen ganz erhebliche Vorteile.

1936 erschienen folgende Beilagen:

1. Beilage: zu Heft 20 — **Bestimmungen über die Förderung der Kleinsiedlung** vom 21. IV. 1936. (0,80 RM)
2. Beilage: zu Heft 32 — **Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE).** Ausgabe vom 15. VI. 1936. Stand Juni 1936. (— nur zusammen mit Heft — 3,— RM)
3. Beilage: zu Heft 33 — **Gesetz über die Befähigung zum höheren bautechnischen Verwaltungsdienst** v. 16. VII. 1936 m. Erläuter. usw. (1,80 RM)
4. Beilage: zu Heft 34 — **Anweisung für Mörtel und Beton (AMB).** Ausgabe vom 25. V. 1936. (— nur zusammen mit Heft — 2,50 RM)

1937 wurde die Zahl der Beilagen noch vermehrt; bis zum Juli 1937 wurden geliefert:

1. Beilage: zu Heft 4 — **Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen** mit Einführungserlaß u. Erläuterungen. (1,50 RM)
2. Beilage: zu Heft 5 — **Richtlinien für die Gestaltung des Friedhofs und Musterfriedhofsordnungen** mit Einführungserlaß. (0,80 RM)
3. Beilage: zu Heft 18 — **Polizeiverordnung über die Anlage und Einrichtung von Lichtspieltheatern und über die Sicherheitsvorschriften bei Lichtspielvorführungen** vom 18. III. 1937 mit Einführungserlaß und Erläuterungen. (0,80 RM)
4. Beilage: zu Heft 19 — **Raum- und Wirtschaftsprogramm für die verschiedenen Gruppen von Forstdienstgehöften** mit Einführungserlaß. (0,60 RM)
5. Beilage: zu Heft 21 — **Schutzraumbestimmungen und Verdunklungsmaßnahmen** mit Einführungserlassen und Erläuterungen. (0,60 RM)
6. Beilage: zu Heft 28 — **Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau** mit Einführungserlaß. (0,60 RM)
7. Beilage: zu Heft 30 — **Vorschriften für geschweißte vollwandige stählerne Straßenbrücken.** (0,60 RM)

Auch Sie hätten als Abonnent diese Beilagen ***kostenlos*** *erhalten.*

Wollen Sie sich diese Vorteile entgehen lassen? Abonnieren Sie noch heute das „Zentralblatt" zum Vierteljahrspreis von nur 7 RM. Hierfür 13 Hefte und die Beilagen.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN, BERLIN W 9

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

BETON-KALENDER

TASCHENBUCH FÜR DEN BETON- u. EISENBETONBAU

1938

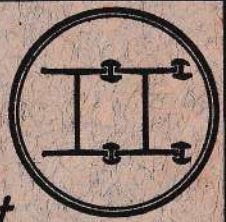
XXXI. JAHRGANG

ZWEITER TEIL

Berlin 1937

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

Die Peiner — Kastenspundwand



Das gegebene

Bauelement

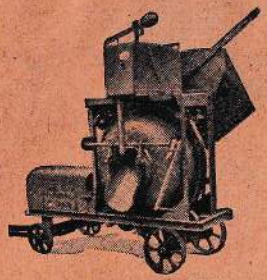
für schwierigste Gründungen, hervorragend geeignet zur Aufnahme schwerster Auflasten

Ilseder Hütte

— Peine —

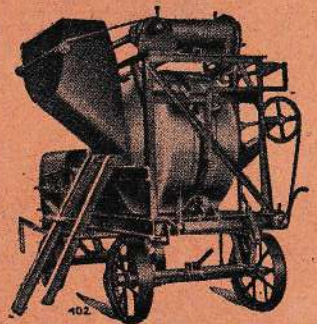
Hochleistungs-Baumaschinen

für Hoch-, Tief- und Straßenbau

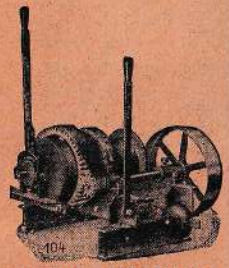


Beton-Mischer 150 l

Beton-Mischer
Bau-Winden
Bau-Aufzüge
Straßenfertiger
Ersatzteile für alle von der erloschenen Allgemeinen Baumaschinen-Gesellschaft gelieferten Maschinen



Beton-Mischer 250 – 1500 l



Räderwinden 250 – 5000 kg

Baumaschinen-Gesellschaft m. b. H.

Leipzig N 22, Poetenweg 45.

Geschäftsführer: Georg Breuer.

Ruf 52178, 57975, 78300. Tel.-Adr.: Baumaschine, Leipzig.

Anweisung für Mörtel und Beton (AMB). Herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.
Zweite amtliche Ausgabe. Gültig ab 25. Mai 1936. (Zentralblatt der Bauverwaltung 1936, Heft 32 mit Beilage enth. AMB).
Mit 12 Textabbildungen und 13 Tafeln. 1936. 2,50 RM.

Anweisung, Vorläufige, für Abdichtung von Ingenieurbauwerken (AIB). Herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Eingeführt am 15. Juli 1931 — 82 Ibb 78.
Zweite Auflage mit Berichtigungen vom Juni 1933.
Mit 45 Textabbildungen und 5 Tafeln. Din A 4. 1933. Steif geh. 3,60 RM.

Baukostenermittelung. Kosten von Hochbauten und damit zusammenhängenden Leistungen. Umbauter Raum von Hochbauten. Vergleichsübersicht. Mit Einführungserlaß V 13 Ta 1/7 Nr. 128 des Preuß. Finanzm. vom 10. Oktober 1934. Din A 4. 1934. 0,80 RM.
(Sonderdruck aus Zentralblatt der Bauverwaltung.)

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Stand April 1937. Alle Änderungen und Ergänzungen sind in den Text (1932) eingearbeitet.
Mit 39 Textabb. 1937. Geheftet 1,80 RM.

Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932 mit Beispielen. Von Professor Dr.-Ing. Dr. rer. techn. h. c. W. Gehler.
Fünfte neubearbeitete und ergänzte Auflage.
Mit 104 Textabbildungen. 1933. Kartoniert 10 RM.

Bemessungsverfahren. Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932. Von Honorarprofessor B. Löser. Sechste neubearbeitete u. erweit. Auflage.
Mit 212 Textabb. 1937. Geheftet etwa 6,80 RM, Halbleinen etwa 7,80 RM.

Erläuterungen und Hilfswerte zu den Bestimmungen für Ausführung von Steineisendecken. (Teil B der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932.) Von Dr.-Ing. R. Roll, Berat. Ingenieur VBI.
Mit 12 Textabbildungen. 1932. Geheftet 2,60 RM.

Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau (Stahl, Holz und Mauerwerk). Mit Einführungserlassen des Preuß. Finanzministers. 16. Auflage. Mit allen bis zum Juli 1937 eingeführten und in den Text eingearbeiteten Änderungen und Ergänzungen. **Stand Juli 1937.**
Mit Textabbildungen. Din A 4. 1937. Geheftet etwa 2 RM.

Statische Tabellen. Amtliche Vorschriften, Belastungsangaben und Formeln zur Aufstellung von Berechnungen für Baukonstruktionen. Von Franz Boerner, Beratender Ingenieur.
Elfte nach den neuesten Bestimmungen bearbeitete Auflage.
Mit 510 Textabbildungen. 1936. Geheftet 9 RM, Leinen 10 RM.

Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit. Mit Runderlaß des Preuß. Finanzministers vom 12. 2. 1936.
Mit 2 Textabbildungen. Din A 4. 1935. 0,20 RM.
(Sonderdruck aus Zentralblatt der Bauverwaltung.)

Schutzraumbau ohne Stahl. Runderlaß des Reichsministers der Luftfahrt und Oberbefehlshabers der Luftwaffe vom 1. 6. 1937 — Z L 5 c 9268/37.
(Sonderdruck aus Zentralblatt der Bauverwaltung) 0,30 RM (Partiepreise).

Schutzraumbestimmungen und Verdunklungsmaßnahmen mit amtlichen Einführungserlassen vom 4. u. 13. 5. 1937. 0,60 RM (Partiepreise).
(Zentralblatt der Bauverwaltung 1937, 5. Beilage.)

Blitzschutz. Bearbeitet und herausgegeben vom Ausschuß für Blitzableiterbau (ABB). 4. neubearbeitete und erweiterte Auflage mit 14 teils farbigen Abbildungen auf Kunstdruckpapier. Leinen 2,80 RM.

Der gerechte Preis für massive Ingenieurbauten. Ein Vorschlag mit einem neuen Kostenberechnungsverfahren, dem „Stoffziffer-verfahren", und mit Tabellen der prozentualen Zuschläge für soziale Lasten, Geschäftsunkosten, Risiko und Gewinn. Von Reichsbahnoberrat O. Blunck.
Mit 8 Textabb. Din A 4. 1935. Steif geheftet 6 RM.

Preisermittlung für massive Ingenieurbauten (PE). Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. O. Blunck.
Mit 14 Textabb. und 8 Formblättern. 1937. Steif geheftet 5 RM.
Die dem Buche beigegebenen Formblätter sind auch einzeln lieferbar.
Preise der Formblätter: einzeln je 0,15 RM, Partiepreise: je 25 Stück 2,25 RM, je 50 Stück 4 RM, je 100 Stück 7 RM, je 250 Stück 15 RM, je 1000 Stück 50 RM und Postgeld.

Das Betonieren bei Frost. Von Ingenieur Fr. Böhm.
Zweite neubearbeitete und erweiterte Auflage.
Mit 76 Textabb. 1935. Steif geheftet 5,40 RM.

Schalung und Rüstung. Von Ingenieur Fr. Böhm.
Zweite neubearbeitete Auflage.
Mit 126 Textabbildungen. 1936. Steif geheftet 5,20 RM.

Das Arbeiten mit Gleitschalungen. Von Ingenieur Fr. Böhm.
Mit 73 Textabb. 1935. Steif geheftet 5 RM.

Die Berliner Untergrund-Bahn. Von Baurat Dr.-Ing. J. Bousset.
Mit 215 Textabb. 1935. Geheftet 18 RM, Halbleinen 20 RM.

Schall- und Erschütterungsschutz für Hochbauten. Ein Merkbuch, verfaßt im Auftrage des Deutschen Beton-Vereins von Stadtamtsbaurat R. Doorentz, Leipzig, unter Mitwirkung von Professor B. Löser, Dresden, und Regierungsbaumeister a. D. Bornemann, Obercassel.
Mit 79 Textabb. 1935. Steif geheftet 4 RM.

Die Echelsbacher Brücke. Konstruktion und Ausführung des weitestgespannten Melanbogens. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. F. Düll und Dipl.-Ing. R. Gerhart. Mit 88 Textabb. 1931. Steif geheftet 7,50 RM.

Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. Von Dr.-Ing. H. Fröhlich. Dritte neubearbeitete Auflage.
Mit 70 Textabbildungen 1936. Steif geheftet 7,50 RM.

Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Von Regierungsbaurat Gaye. Unter Mitarbeit von Oberingenieur A. Sturm.
Mit 232 Textabb. 1926. Geheftet 14 RM, Leinen 15,20 RM.

Der Rahmen. Ein Hilfsbuch zur Berechnung von Rahmen aus Eisen und Eisenbeton mit ausgeführten Beispielen. Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler.
Dritte neubearbeitete und erweiterte Auflage.
Mit 618 Textabb. 1925. Geheftet 16 RM, Leinen 17,50 RM.

Schutz der Bauwerke gegen chemische und physikalische Angriffe. Unter Mitwirkung von anerkannten Fachleuten herausgegeben von Professor O. Graf und Oberingenieur H. Goebel.
Mit 243 Textabb. 1930. Geheftet 10 RM, Leinen 12 RM.

Aba-Lorenz
Beton-Bohrpfahl D R P.

Im Spreebett der **Nordsüd-S-Bahn** freigelegter **„Aba-Lorenz-Pfahl"** DRP.

Ausführung im ganzen Reich durch

Allgemeine Baugesellschaft

Lorenz & Co.

Berlin-Wilmersdorf

Kaiserallee 30 · Tel.: 86 10 32

1890

Beton-Kalender 1938

Taschenbuch für Beton- und Eisenbetonbau sowie die verwandten Fächer.

II. Teil

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, verboten.

Printed in Germany.

Romualdo Bonilla
5 Enero 1951

Berlin 1937

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Inhaltsverzeichnis.

II. Teil.

Seite

Grundsätze für das Veranschlagen von Eisenbetonbauwerken des Hochbaues 1
Bearbeitet von Dr.-Ing. O. Mund, Mannheim.
A. Allgemeine Ermittlungen 1
1. Eingehende Durchsicht der Ausschreibungsunterlagen 1
2. Besichtigung der Baustelle 1
3. Ueberschlägliche Massenberechnung 1
4. Preisanfragen 1
5. Baustelleneinrichtung 3
6. Löhne für die verschiedenen Arbeitergattungen 3
7. Preise der Baustoffe 4
8 Kosten der Beton- und Mörtelmischungen 4
9. Feststellung des Arbeitsaufwandes für die Einzelleistungen 5
B. Statische Untersuchung und Massenberechnung der einzelnen Bauteile 6
C. Preisberechnung 7

Die Bauausführung 9
Bearbeitet von Prof. B. Löser, Dresden.
I. Vorarbeiten und technische Bearbeitung 9
Eisenauszug 9
Tafel 1. Genormte Rundeisen nach DIN 488 10
II. Baustoffe — Bauüberwachung 10
III. Baupolizei und Unternehmung 14
IV. Baustellen-Einrichtung, Baumaschinen 15
V. Schalung 17
a) Schalungsdruck 17
b) Konstruktion 17
c) Holzbedarf 20
d) Holzverlust 21
VI. Eisen und seine Verarbeitung 21
VII. Herstellen und Einbringen des Betons 22
VIII. Schalungsfristen 24
IX. Lichtleitungen, Transmissionen 24
X. Dehnungsfugen 25
XI. Sondervorschriften aus der 2. amtlichen Ausgabe der Anweisung für Mörtel und Beton 26
a) Korngröfse 26
b) Anforderungen an die Körnung 27
c) Abmessen der Bestandteile des Betons 27
d) Maschinelles Mischen des Betons 27
e) Verarbeiten des Betons 27
f) Nachbehandlung des Betons 27
g) Schalung 27
h) Beton an Sichtflächen 28
i) Steinmetzmäfsig bearbeiteter Beton 28
k) Eisen 28
l) Dehnungsfugen 28
m) Baustoffprüfungen 28

Seite

Grundbau 29
Bearbeitet von Oberbaudirektor i. R. Dr.-Ing. E. Lohmeyer, Berlin.
A. Baugrund 29
1. Bodenarten 29
2. Zulässige Belastung 30
3. Bodenuntersuchung 32
B. Baugrube 32
1. Sohle der Baugrube 32
2. Einschliefsen der Baugrube 32
a) Waagerechte Zimmerung 32
b) Lotrechte Zimmerung 33
c) Waagerechte Verschalung zwischen eingerammten Trägern 33
d) Hölzerne Spundwände 34
e) Stählerne Spundwände 34
Widerstandsmoment stählerner Wände 37
f) Eisenbetonspundbohlen 39
g) Fangedämme 39
3. Trockenlegen der Baugrube 40
a) Offene Wasserhaltung 40
b) Grundwassersenkung 40
C. Die verschiedenen Gründungsarten 44
1. Offene Gründungen im Trockenen 44
2. Offene Gründungen im Wasser 46
3. Pfahlgründung 48
4. Brunnengründung 55
5. Druckluftgründung mit Senkkasten 57
6. Verschiedenes 59

Mauerwerkbau im Ingenieurbau 62
Bearbeitet von J. Krüger †, Berat. Ing. VBI, Hamburg.
Ueberarbeitet von Dr.-Ing. Bernhard Siebert VBI, Hamburg.
Futtermauern 62
Stützmauern gegen äufsere Kräfte 62
Winkelstützmauern 74
Mauern in aufgelöster Bauweise 77
Mauern mit Strebepfeilern 78
Verankerte Mauern 79
Mauern gegen Wasserdruck 80
Mauern gegen Erd- und Wasserdruck 81
Freistehende Mauern 81
Bogenwiderlager 83

Wände im Hochbau 85
Bearbeitet von Dr.-Ing. E. Reisinger, berat. Ingenieur, Köln-Rodenkirchen.
I. Wände in Stein- und Formsteinbau 85
A. Wände aus natürlichen Steinen 85
1. Wände aus Bruchsteinen 85
2. Wände aus Werksteinen 86
B. Wände aus Mauerziegeln (Backsteinen) 86
Materialverbrauch für Mauerwerk mit 13 Schichten/m 87
Mauerdicken von Wohn- und Fabrikgebäuden 87
Hohlräume in Mauern 88
Isolierungen 88
Bewehrte Ziegelsteinwände 88

Seite
C. Wände aus Kalksandsteinen und Hochofenschlackensteinen . . . 89
D. Wände aus Bimsbeton- und Leichtbeton-Formsteinen . . . 89
E. Wände aus Platten für Skelettbauweisen . . 94
II. Wände im Schalungsbau . . . 96
A. Die ortsfeste Schalung . . . 98
B. Die versetzbare Schalung . . . 98
C. Die bewegliche Schalung . . . 101
Massive Decken . . . 104
Bearbeitet von Dr.-Ing. R. Roll VDI, Berat. Ing. VBI, Berlin-Lichterfelde.
A. Allgemeines . . . 104
I. Einteilung, Eigenschaften und Anwendungsgebiet der massiven Decken . . . 104
II. Ausbildungsgrundsätze und Vorschriften für massive Decken . . . 105
B. Bauarten der massiven Decken . . . 106
I. An Ort und Stelle in Schalung ausgeführte Zwischendecken . . . 107
a) Ebene Decken . . . 107
1. Eisenbetonplatten . . . 107
2. Plattenbalkendecken . . . 108
3. Pilzdecken . . . 109
4. Eisenbetonrippendecken, Füllkörper-Rippendecken . . . 110
5. Steineisendecken, Steindecken . . . 114
b) Gewölbte Decken . . . 122
1. Eisenbetongewölbe . . . 123
2. Stampfbetongewölbe . . . 123
3. Steingewölbe . . . 123
II. Zwischendecken aus Fertigbauteilen . . . 123
a) Plattenförmige Tragteile . . . 123
1. Eisenbeton-Vollplatten . . . 123
2. Stegzementdielen . . . 124
3. Hourdis . . . 124
4. Sonderbauarten . . . 124
b) Balken- und plattenbalkenförmige Tragteile 125
1. Vollwandträger . . . 125
2. Hohlträger . . . 125
3. Fachwerkträger . . . 125
4. Sonderbauarten . . . 125
III. Ebene Dachdecken . . . 126
a) An Ort und Stelle hergestellte Dachdecken 126
1. Eisenbetondecken . . . 126
2. Steineisendecken (Leichtsteindachdecken) . . . 126
b) Dachdecken aus Fertigbauteilen . . . 127
IV. Glaseisenbetondecken . . . 127
C. Schutz- und Unterdecken . . . 128
I. Drahtputzdecken . . . 128
II. Rohrdecken . . . 128
D. Ausführung der massiven Decken . . . 128
Treppen . . . 129
Bearbeitet von Dipl.-Ing. H. Holzapfel, Bad Lausick.
A. Allgemeine bautechnische Bemerkungen . . . 129
B. Die gebräuchlichsten Bauformen der Eisenbetontreppen . . . 130
I. Treppen mit unterstützten Stufen . . . 130
II. Treppen mit biegungsfesten Stufen . . . 137
III Besondere Treppenausführungen . . . 141
IV. Treppen aus einzelnen Werkstücken hergestellt und zusammengesetzt . . . 143

Seite
C. Wirtschaftlichkeit der gebräuchlichsten Bauformen 144
D. Belag der Stufen . . . 144
E. Bedingungen und Vorschriften . . . 145
Dachbauten . . . 146
Bearbeitet von H. J. Kraus, Oberingenieur der Allgemeinen Hoch- und Ingenieurbau-Aktiengesellschaft, Düsseldorf.
Allgemeines . . . 146
Die statische Berechnung . . . 146
1. Vorschriften und Belastungsangaben . . . 146
2. Ermittlung der Biegungsmomente und Bemessung der Querschnitte . . . 146
a) Platten . . . 146
b) Pfetten . . . 147
c) Tragwerke . . . 147
Bauliche Ausbildung und Einzelheiten . . . 150
a) Dicke und Bewehrung der Dachplatten . . . 150
b) Anordnung und Ausführung der Trennungsfugen . . . 151
c) Anordnung von Oberlichtern . . . 152
d) Arbeiten an der Baustelle . . . 153
e) Dachdecken aus fertigen Platten . . . 153
f) Isolierung der Dachdecken . . . 154
g) Befestigung der Dachdeckung . . . 154
h) Vorkehrungen zur Sicherung gegen Fliegerangriffe . . . 154
Anwendungsbeispiele . . . 155
1. Balkendächer . . . 155
2. Sheddächer . . . 159
3. Bogendächer . . . 160
4. Rahmendächer . . . 162
5. Zelt- und Kuppeldächer . . . 165
Flüssigkeitsbehälter . . . 167
Bearbeitet von Dr.-Ing. ehr. Franz Schlüter, Dortmund.
A. Dichtheit der Behälter . . . 167
1. Wasserundurchlässiger Beton . . . 167
2. Wasserdichter Zementputz . . . 168
3. Anstriche auf Beton- und Putzflächen . . . 168
4. Dichtende Beton- und Mörtelzusätze . . . 169
5. Auskleidungen . . . 169
B. Anordnung der Wasserbehälter . . . 170
1. Betriebsanforderungen . . . 170
2. Form . . . 171
3. Baustoffe . . . 171
C. Bauliche Durchbildung . . . 174
1. Behältersohle . . . 174
2. Seitenwände . . . 176
3 Die Decke . . . 176
D. Ausführung . . . 176
Beton- und Eisenbetonleitungen . . . 178
Bearb. von Dr.-Ing. E. Marquardt, Oberbaurat, München.
A. Allgemeines . . . 178
I. Verwendungsgebiete . . . 178
II. Vorteile . . . 178
III. Nachteile . . . 178
IV. Chemisches Verhalten gegen Abwässer und Grundwasser . . . 178
V. Berechnung von Leitungen . . . 179
B Rohrleitungen . . . 179
I. Gewöhnliche Betonrohre . . . 179
Tafel 1. Leistungsfähigkeit vollaufender Kreiskanäle . . . 180

Seite
Tafel 2. Leistungsfähigkeit vollaufender Eikanäle . . . 182
Tafel 3. Zulässige Gefälle für Abwasserleitungen . . . 182
II. Eisenbetonrohre . . . 185
Tafel 4. Herstellungswerte für Eisenbetonschleuderrohre . . . 186
III. Prüfung und Abnahme . . . 188
IV. Verlegen von Rohrleitungen . . . 189
C. Ortsfeste Kanäle . . . 189
Schriftenverzeichnis . . . 190
Balken- und Rahmenbrücken aus Eisenbeton . . . 191
Bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. A. Berrer, Schanghai-Woosung.
A. Entwurfs- und Ausbildungsgrundlagen . . . 191
1. Unterscheidung der Balkenbrücken . . . 191
2. Belastungsannahmen und zulässige Beanspruchungen . . . 192
3. Sonstige Entwurfsgrundlagen . . . 198
4. Durchbildung der Eisenbeton-Balkenbrücken . 202
B. Ausführungsbeispiele der verschiedenen Brückenarten . . . 209
1. Plattenbrücken . . . 209
2. Plattenbalkenbrücken . . . 211
3. Trogbrücken . . . 220
4. Rahmenbrücken . . . 222
5. Besondere Ausführungen . . . 226
C. Die bauliche Ausführung der Eisenbeton-Balkenbrücken . . . 231
D. Eisenbeton-Fahrbahntafeln auf Stahlbrücken . . 235
Gewölbte Brücken . . . 237
Bearbeitet von Professor Dr.-Ing. E. Mörsch, Stuttgart.
Gewölbte Durchlässe . . . 237
Die Strom- und Talbrücken mit vollem Gewölbe . . 242
Allgemeines . . . 242
Die Herstellung der Gewölbe . . . 242
Die Gelenke . . . 245
Der Aufbau über dem Gewölbe . . . 253
Besondere Bogenarten des Eisenbetons . . . 257
Die Entwässerung der Fahrbahn . . . 264
Die Lehrgerüste . . . 266
Berechnung der Gewölbe . . . 271
1. Bogen mit drei Gelenken . . . 272
2. Gewölbe ohne Gelenke . . . 275
3. Bogen mit Zugband . . . 286
Bemessung der Bewehrung im Gewölbe . . . 289
Die Berechnung der Widerlager und Mittelpfeiler 290
Silos . . . 291
Bearbeitet von Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. W. Nakonz, Berlin.
Allgemeines . . . 291
Statische Berechnung . . . 296
Konstruktive Einzelheiten . . . 302
Landwirtschaftliche Bauten . . . 305
Bearbeitet von Dr.-Ing. O. Mund, Mannheim.
A. Gebäude und Anlagen zur Unterbringung und Haltung des lebenden Inventars . . . 305
I. Stallgebäude . . . 305
1. Allgemeines . . . 305
2. Besonderheiten der Ställe für die einzelnen Viehgattungen . . . 308

Seite
II. Nebenanlagen der Ställe . . . 312
1. Krankenställe . . . 312
2. Futterküchen und Futterkammern . . . 312
3. Düngerstätten und Jauchegruben . . . 313
4. Tränken und Schwemmen . . . 313
5. Viehbuchten . . . 313
III. Fischweiher . . . 314
B. Gebäude und Anlagen zur Aufbewahrung und Haltbarmachung der Feldfrüchte . . . 314
I. Rüben- und Kartoffelkeller . . . 315
II. Kornlager . . . 315
1. Kornböden und -speicher . . . 316
2. Getreidesilos . . . 316
III. Scheunen . . . 316
1. Frei stehende Scheunen . . . 316
2. Futterböden . . . 317
IV. Darren . . . 317
V. Futtersilos . . . 319
C. Eiskeller . . . 320
Strafsenbau . . . 323
Bearbeitet von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. ehr. J. Brix und Direktor H. Kirchberg, geschäftsf. Vorst.-Mitgl. der Forschungsges. f. Straßenwesen, Berlin.
I. Allgemeines . . . 323
II. Strafsenplanung . . . 323
A. Glieder der Strafse . . . 323
B. Strafsenquerschnitte . . . 325
C. Strafsensteigungen . . . 326
D. Strafsenkrümmungen . . . 327
E. Verkehrserschütterungen . . . 327
III. Linienführung . . . 328
IV. Der Bau der Strafsen . . . 329
A. Der Unterbau . . . 329
B. Der Oberbau . . . 333
1. Schotterstrafsen . . . 333
2. Pflasterstrafsen . . . 335
3. Betonstrafsen . . . 336
4. Asphaltstrafsen . . . 341
5. Teerstrafsen . . . 344
6. Andere Strafsenkonstruktionen . . . 347
Wasserbau, Buhnen, Leit- und Deckwerke, Molen . . . 349
Bearbeitet von Dr.-Ing. B. Kressner, Hamburg.
A. Allgemeines . . . 349
B. Flufsbau . . . 350
I. Regelung der Gebirgsflüsse . . . 350
II. Regelung der Flüsse in ihrem Mittel- und Unterlauf . . . 351
1. Buhnen . . . 351
2. Leitwerke und Deckwerke . . . 352
3. Grundschwellen . . . 353
C. Seebau . . . 353
I. Buhnen . . . 353
II. Deckwerke . . . 356
III. Hafenaufsenwerke (Molen, Leitdämme, Wellenbrecher) . . . 361

I. Teil.

Inhalts-Uebersicht[1]).

Gedenktage. — Anschriften. — Kalender für 1938.
Mathematische Tabellen.
Geometrie.
Festigkeitslehre.
Gewichts- und Belastungsangaben.
Baustoffkunde.
Baustatik.
Festigkeitsberechnung der Eisenbetonbauteile.
Deutsche Bestimmungen für Ausführung von Eisenbeton- und Betonbauwerken (1932). Stand April 1937.
Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit (1936).
Richtlinien über die Ausführung von Betonbauten im Meerwasser (1930).
Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus Beton im Moor (1930).
Oesterreichische Eisenbetonbestimmungen (1936).
Schweizerische Eisenbetonbestimmungen (1935).
Deutsche Normen 1932 für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement.
Richtlinien für die Lieferung und Prüfung von Hochofenschlacke als Zuschlagstoff für Beton und Eisenbeton (1931).
Richtlinien für die Lieferung und Prüfung von Hochofenschlacke als Strafsenbaustoff (1931).
Preufs. Ministerialanweisung für die Ermittlung des Nettogewichts bei der Abnahme von Portlandzement (1897).
Oesterreichische Zementnormen vom 1. August 1925.
Schweizerische Zementnormen (1932).
Deutsche Vorschriften für die Prüfung von Trafs (DIN DVM 1043) (1931).
Leitsätze des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) für die Prüfung von Zementrohren (1909).
Baupolizeiliche Bestimmungen über Feuerschutz (1934 u. 1935).
Leitsätze für Hohlmauern aus Betonsteinen (1922).
Bestimmungen über Schornsteine aus Betonkaminsteinen (1924).
Deutsche Normen für Mauerziegel (Backsteine) (1922).
Deutsche Normen für Kalksandsteine (Mauersteine) (1927).
Grundsätze für den Bau mit Schwemmsteinen (1913 u. 1925).
Eisenbetonmaste.
Technische Vorschriften für Bauleistungen.
Gebührenordnung für Zeugen und Sachverständige (1925).
Amtliche Prüfungsanstalten.
Umwandlung englischer Mafse und Gewichte in metrische.
Einheitliche Bezeichnungen im Eisenbetonbau.

[1]) Die genaue Angabe des Inhaltes mit den zugehörigen Seitenzahlen findet sich am Anfange des I. Teiles.

II. Teil.

Grundsätze für das Veranschlagen von Eisenbetonbauwerken des Hochbaues.

Bearbeitet von Dr.-Ing. **O. Mund**, Mannheim.

Der „angemessene Preis“[1])[2]) ist das Ziel der Veranschlagung. Im folgenden werden die Grundlinien angedeutet, bei deren Befolgung der Spielraum für diesen Preis möglichst eingeengt wird. Sehr viel mufs allerdings dem „Fingerspitzengefühl“ des Veranschlagenden überlassen bleiben, und man ist weiterhin abhängig von den der einzelnen Firma gerade zur Verfügung stehenden Geräten und Baumaschinen, Bauführern, Polieren und Facharbeitern, von der Jahreszeit, der Witterung usw., Umständen, welche die tatsächlichen Selbstkosten um mehrere Hundertteile beeinflussen können.

A. Allgemeine Ermittlungen.

1. **Eingehende Durchsicht der Ausschreibungsunterlagen**, insbesondere auch der nicht im Einzelleistungsverzeichnis enthaltenen besonderen Bedingungen, die auf die Selbstkosten von Einflufs sind, wie Baufristen, Vertragsstrafen oder Prämien, Sicherheitsleistungen und Zahlungsbedingungen, verlangte Proben und Probebelastungen, Umfang der Vermessungs- und Abrechnungsarbeiten usw. Feststellung etwaiger Abweichungen von den Aufmaßbedingungen der V. O. B. (z. B. Aufmaß der Decken nach dem Lichten der darunterliegenden Räume) besonders zahlreicher und verwickelter Aussparungen u. dgl.

2. **Besichtigung der Baustelle.** Ermittlung der Beifuhrverhältnisse, Anschlufsgleis bzw. Zustand der Zufahrstrafsen, Entfernung von der Bahnstation, Entlademöglichkeit dortselbst oder an der Baustelle (Kran, Rampe), Anschlufsgebühren. Stromanschlufs (Stromart, Spannung, Vorhandensein bzw. Entfernung des Transformators), Kosten dieses Anschlusses, Stromkosten, Zählermiete, uneingeschränkte oder begrenzte Abgabemöglichkeit. Anschlufs an Wasserleitung (Kosten für 1 m³) oder eigene Wassergewinnung, z. B. durch Brunnen. Das Wasser ist in diesem Fall auf seine Unschädlichkeit zur Betonbereitung zu untersuchen. Ausreichende Lagermöglichkeit oder Erwerb von Pachtgelände, vorhandene Lager- und Aufenthaltsräume (Gesetz über die Unterkunft bei Bauten vom 13. 12. 34). Untergrundverhältnisse, Grundwasserstände, Feststellung besonderer Geländeverhältnisse, die für die Einrichtung oder den Baubetrieb fördernd oder hinderlich sind. Klärung von Unklarheiten in der Ausschreibung.

3. **Ueberschlägliche Massenberechnung** zur Ermittlung der ungefähren Baustoffmengen, durch die sowohl die Baustelleneinrichtung wie auch die Preishöhe der Baustoffe beeinflufst werden kann.

4. **Preisanfragen** für die Baustoffe, die Bauhilfs- und Betriebsstoffe und für die Fuhrlöhne.

a) Zement (einfacher und Doppelzement). Der Preis wird in der Regel einschl. Fracht bis zur nächsten Bahnstation oder ab

[1]) Blunck. Der gerechte Preis, Berlin 1935; ferner Blunck: Preisermittlung für massive Ingenieurbauten, Berlin 1937, beide bei Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Meyer-Wiesner, Die Bestimmung des angemessenen Preises im Baugewerbe, Berlin 1935, Otto Elsner.

Händlerlager abgegeben. Für Um- und Abladen können je 2 Std./t gerechnet werden.

b) Rundeisen und Stahl. Hier erfolgt die Preisabgabe ab Werk (Frachtgrundlage Neunkirchen) mit häufig längerer Lieferfrist, die erst von der genauen Aufgabe der Einzelsorten und -längen ab zu laufen beginnt, oder ab Lager. Für Längen unter 3 m und über 15 m, für Eisen unter 16 mm Durchm., für genau abgelängte Eisen (sonst Spielraum ± 12½ cm) sowie für Mengen unter 2 t bei den einzelnen Profilen werden Ueberpreise verrechnet, die bei der Ermittlung des Durchschnittspreises berücksichtigt werden müssen. Dabei diene zum Anhalt, dafs mit etwa 5 bis 7 vH. Eisen von 5 bis 6 mm, 15 bis 20 vH. von 8 bis 10 mm und 15 bis 20 vH. von 12 bis 14 mm Durchm. unter gewöhnlichen Verhältnissen gerechnet werden kann. Bei Decken zwischen I-Trägern u. dgl. erhöht sich der Anteil der schwachen Profile natürlich bedeutend.

Für Verschnitt ist bei abgelängten Eisen ein Zuschlag von 2 vH., bei nicht abgelängten, also in der Regel, ein solcher von 5 vH. zu machen. Weitere 1 bis 2 vH. sind für Bindedraht zu berücksichtigen. Für Auf-, Um- und Abladen kann jeweils mit 2½ bis 3 Std./t gerechnet werden. Wird das Eisen am heimischen Lagerplatz maschinell gebogen, so gilt für die Weitersendung ein erhöhter Tarifsatz.

c) Kiessand, Splitt und Schotter. Während beim Zement und Bewehrungseisen die Lieferungsbedingungen als bekannt vorausgesetzt werden können, empfiehlt es sich, bei den Zuschlägen in der Anfrage die wichtigsten Anforderungen gemäfs DIN 1045 § 7, Ziff. 2c u. d, anzuführen und Bekanntgabe der ungefähren Kornzusammensetzung zu verlangen. Nachprüfung der zweckmäfsigen Kornzusammensetzung ist Vorschrift bei allen wichtigen Bauwerken und stets bei Gufsbeton. Verbesserung möglich durch Zusatz des fehlenden Kornes oder Vergröfserung der Zementmenge.

Um auch die Kosten von Betonmischungen höherer Güte berechnen zu können, müssen auch Preise für getrennte Anlieferung von Kies (bzw. Steinschlag) und Sand erhoben werden, wobei beim Kies ein Gehalt an Feinkies (bzw. Splitt) von 7 bis 15 mm zwischen 38 bis 55 Gewichtshundertteilen und beim Sand ein Gehalt an Feinsand unter 1 mm Korngröfse zwischen 20 und 40 Gewichtshundertteilen gewährleistet werden mufs. Unbedingt verlangt wird die Zugabe der Zuschläge in zwei getrennten Stoffen für Brückenbauten bei Ausnutzung hoher Festigkeiten (DIN 1075, § 14) und für Hochbauten bei Beschränkung des Mindestzementgehalts (DIN 1045, § 8, Ziff. 2, Abs. 3).

Die Preisanfragen erfolgen zweckmäfsig nach Gewicht, wie auch die Anteile der einzelnen Zuschläge für die verschiedenen Mischungen in der Preisberechnung (und später auch in der Ausführung) am besten nach Gewicht festgelegt werden. Das Ausmaß nach Rauminhalt bietet auch bei feuchter Witterung nur Nachteile, da die Auflockerung der Sande und Kiessande bei Feuchtigkeitsaufnahme die Gewichtszunahme um ein Vielfaches überschreitet. So sind bei 4 vH. Feuchtigkeit Auflockerungen von 20 vH. beim Kiessand und 34½ vH. beim Sand gegenüber trockenem Material festgestellt worden[1]). Bei Beton, an den hinsichtlich seiner Kornzusammensetzung erhöhte Ansprüche gestellt werden müssen, um besonders hohe Festigkeiten oder grofse Dichte zu erzielen, ist die Bemessung nach Gewichtsteilen unerläfslich.

Bei Anfuhr der Zuschläge mit Fuhrwerk durch den Lieferanten ist das Abladen am Bau in der Regel im Preise inbegriffen; bei

[1]) Strothotte, Betonmischung nach Raummaß oder Gewicht? B. u. E. 1931, Heft 10, S. 183.

Anfuhr mit der Bahn wird man mit Ablade- oder Umladekosten von ½ Std./t ausreichend sicher rechnen. Hier sind auch die Kosten der Nebengebühren, die Anschlufsgebühren und Wiegegeld, nicht zu vergessen.

d) Schal- und Kantholz. Für die Schalung wird am besten vollkantiges, parallel besäumtes Tannenholz von 25 bis 30 mm Dicke verwendet, das mit jeder Brettseite die Herstellung einer dichten Schalung ermöglicht. Für die Kanthölzer, die ebenfalls vollkantig sein sollten, halte man sich an die „Normalprofile für Bauhölzer" (vgl. Teil I, S. 150). Der Frachtberechnung kann ein Raumgewicht von 0,8 zugrunde gelegt werden. Um- bzw. Abladen erfordern etwa 2 Std./t.

e) Betriebsstoffe, wie Kohle, Benzin, Rohöl, Schmiermittel usw.

f) Beifuhrkosten für die Anfuhr mit Fuhrwerk. Bei der Anfrage ist die verlangte Tagesleistung für die einzelnen Baustoffe anzugeben und die ausreichende Leistungsfähigkeit der Fuhrunternehmer festzustellen. Ueber das Umladen an der Bahn und das Ausladen sind Festlegungen zu machen.

5. Bestimmung der **Baustelleneinrichtung** auf Grund der Besichtigung, der Baufristen und der überschläglich ermittelten Massen

Die erforderliche Gröfse der Mischmaschine erhält man unter der Annahme, dafs für die Bewältigung der Gesamtbetonmenge nur ein Drittel bis die Hälfte der Arbeitstage zur Verfügung stehen. Das Verhältnis bessert sich mit zunehmender Gröfse der Baustelle, da es dann möglich wird, während des Betonierens gleichzeitig an andrer Stelle Eisen zu verlegen oder Schalung aufzustellen. Die Mischungsgröfse wird zweckmäfsig so gewählt, dafs der Zementanteil ein Vielfaches von 50 kg beträgt, um ganze Säcke ohne Nachwiegen verwenden zu können. In der Schicht kann mit etwa 125 Mischungen gerechnet werden, so dafs sich annähernd der zehnte Teil der Trommelfüllung in Litern als Schichtleistung in m³ fertigen Betons ergibt. Die Aufzug- bzw. Fördergeräte richten sich nach der Mischungsgröfse. Ein doppelter Schubkarrenaufzug mit einer „Hexe" od. dgl. reicht nur für Mischungen bis 150 l. Dann folgen Betonaufzüge, einfache oder doppelte Plattformaufzüge zur Beförderung ganzer Muldenkipper und schliefslich Turmdrehkrane, Giefsmaste oder Giefstürme. Die Gewichte, der Kraftbedarf und die monatlichen Abschreibungen werden zweckmäfsig dem Heft „Selbstkostenermittlung für Bauarbeiten" (letzte Ausgabe 1934) des Reichsverbandes des Ingenieurbaues (jetzt mit der „Wirtschaftsgruppe Bauindustrie" vereinigt), S. 67 ff. entnommen. Für Auf-, Um- und Abladen der Geräte und Maschinen kann jedesmal mit etwa 3 bis 4 Std./t gerechnet werden, wenn keine gröfseren Umräumungsarbeiten, z. B. am heimischen Lagerplatze, nötig sind. Auch hier sind bei Waggonbezug die Anschlufsgebühren u. dgl. nicht zu vergessen. Für den Aufbau auf der Baustelle wird man in einfachen Fällen mit dem doppelten, für den Abbau mit dem einfachen eben angegebenen Verladesatz rechnen können. Besondere Einrichtungen, wie Kiessilos mit Abwiegevorrichtungen, Gleisverlegungen usw., erfordern getrennte Berücksichtigung. Im übrigen ist die Einrichtung so zu treffen, dafs geringe Förderweiten für den Handbetrieb verbleiben und Kreuzungen und Ueberschneidungen nach Möglichkeit vermieden werden.

6. Feststellung der **Löhne für die verschiedenen Arbeitergattungen.** Für die örtlich eingestellten Arbeiter gilt der örtliche Tariflohn, für die Stammarbeiter der Tariflohn am Sitze des Unternehmers, falls dieser höher ist, zuzüglich der tariflichen Auslösung. Zur Erleichterung wird zweckmäfsig für die einzelnen Arbeitsarten, wie Betonarbeiten, Schalungs- und Bewehrungsarbeiten, ein Durch-

schnittslohn je nach der voraussichtlichen Zusammensetzung der einzelnen Kolonnen ermittelt. In diesen Lohn ist der Kolonnenführer und der Maschinist mit einzurechnen. Dagegen werden die Polierlöhne, ebenso wie die Gehälter des Bauführers, des kaufmännischen Personals usw. besser als allgemeine Bauunkosten über die ganze Bauzeit hinweg gerechnet.

Zu den Löhnen treten die „sozialen Aufwendungen", d. h. die vom Unternehmer zu tragenden Kosten für Kranken- und Invalidenversicherung, Unfallversicherung, Urlaub, Nationalfeiertag usw. Sie sind zur Zeit mit etwa 19 vH. des Lohnes zu veranschlagen.

7. **Preise der Baustoffe** usw. frei Baustelle, die nunmehr nach den Angaben unter 4 und 6 festzustellen sind. Bei Bindemitteln, Zuschlagstoffen und Betriebsstoffen sind „Streuverluste" durch einen Zuschlag von 3 bis 5 vH. zu berücksichtigen.

Beim Schalholz wird hier zweckmäfsig gleich der Holzverlust auf 1 m² Schalfläche ermittelt, der je nach Art der Schalung verschieden ist. Er setzt sich zusammen aus dem eigentlichen Verlust, dem sogenannten „Verschnitt", und aus der Entwertung des übrigbleibenden Holzes durch Verkürzung, Beschädigung usw. Man rechnet für glatte Deckenschalung mit rd. $^1/_4$ Verschleifs, für Unterzug- und Säulenschalung mit etwa $^1/_2$ bis $^1/_3$, bei Kant- und Spriefshölzern etwa $^1/_6$. In den Wert der reinen Schalbretter umgerechnet, ergibt sich damit ein Verlust von im Mittel $^1/_2$ m² Schalung für Decken und $^2/_3$ m² für Stützen- und Unterzugschalung je m² Schalfläche. Bei aufsergewöhnlicher Höhe der Unterstützung sind diese Werte entsprechend zu vergröfsern. Bei Gewölben, Silotrichtern u. dgl. mufs mindestens 1 m² Schalung als Verlust eingesetzt werden.

8. **Kosten der Beton- und Mörtelmischungen.** Alsdann können die Kosten der Beton- und Mörtelmischungen bestimmt werden, wobei die Unterteilung zweckmäfsig nach den zu erzielenden Mindestwürfelfestigkeiten $W_{b_{28}}$ geschieht. Gemäfs DIN 1045, § 29, Ziff. 5, mufs für Eisenbeton $W_{b_{28}} = 120$ kg/cm², bei hochwertigem Zement $W_{b_{28}} = 160$ kg/cm² erreicht werden. Will man mit höheren Betonspannungen rechnen, so mufs $W_{b_{28}}$ auf mindestens das Dreifache der ausgenutzten Spannungen gesteigert werden. Bei Spannungen über 75 kg/cm² ist für die Ueberschreitung sogar die neunfache Würfelfestigkeit nachzuweisen. Anderseits darf der Mindestgehalt an Zement die nach DIN 1045, § 8, Ziff. 2, zulässigen Grenzen nicht unterschreiten. Weiter ist wichtig, dafs zur einwandfreien Herstellung von Eisenbeton eine weiche, teigartige Mischung erforderlich ist mit einem Ausbreitmafs von etwa 50 cm (DIN 1048, § 3), für Gufsbeton sogar flüssiger Beton mit einem Ausbreitmafs von höchstens 65 cm. Da die Festigkeit mit zunehmender Wasserzementziffer abnimmt, ist dies bei der Festlegung des Zementgehalts zu berücksichtigen.

Der zur Erzielung der gewünschten Festigkeit erforderliche Gehalt an gewöhnlichem oder hochwertigem Zement und die Ausbeute der Zuschlagstoffe geringerer oder höherer Güte wird für die der beabsichtigten Art der Einbringung entsprechende Steife am besten durch Vorversuche ermittelt oder notfalls schätzungsweise nach den Angaben im Teil I, Kapitel Zementmörtel und Beton. An Zuschlägen wird man bei guter Körnung etwa 2000 kg/m³, bei minderer Körnung etwa 1800 kg/m³ für Mischungen gewöhnlicher Festigkeit annehmen können. Mit zunehmendem Zementgehalt sinkt der Anteil der Zuschlagstoffe. Als Wasserbedarf kann man auf 1 m³ Beton je nach der Jahreszeit im Mittel auch 1 m³ Wasser rechnen, wovon nur etwa $^1/_5$ in der Mischung, der Rest für das vorhergehende Ausspritzen der Schalung und besonders für die Nachbehandlung verbraucht werden. An Betriebstoffen werden etwa 1 kWh/m³ bzw. $^1/_4$ l Benzin oder Rohöl auf 1 m³ benötigt. Hierzu kommt ein Zuschlag von 30 vH. für Schmiermaterial.

Nun lassen sich die Kosten der Mischungen z. B. für $W_{b_{28}} = 120$, 150, 180 und 225 kg/cm² festlegen, und zwar jeweils mit Zuschlagstoffen besserer Körnung und geringerem Zementgehalt und umgekehrt. Die billigere Mischung ist alsdann der weiteren Preisberechnung zugrunde zu legen.

9. **Feststellung des Arbeitsaufwandes für die Einzelleistungen.**

a) Schalung. Hierzu gehören die Kosten für das Vorrichten und Aufstellen, wie für das Ausschalen, Reinigen und Entnageln.

Der Arbeitsaufwand für 1 m² beträgt unter gewöhnlichen Verhältnissen an Durchschnittslohnstunden (vgl. A. 6)

für Decken zwischen I-Trägern und die Schalung unter Hohlsteindecken u. dgl.	$^3/_4$ bis $1^1/_2$ Std.
für Decken zwischen Eisenbetonträgern ohne Deckenschrägen	1 „ 2 „
dsgl. mit Deckenschrägen	$1^1/_2$ „ 3 „
für Unterzüge	$2^1/_2$ „ $4^1/_2$ „
für Silotrichter u. dgl.	6 „ 10 „
für Stützen mit Rechteckquerschnitt	2 „ 4 „
dsgl. mit Achteckquerschnitt	3 „ 6 „
für Eisenbetonwände	2 „ 3 „
für Fundamente	1 „ 2 „
Zuschlag für Untergerüste über 4 bis 7 m Höhe auf 1 m² Grundrifsfläche	1 „ 2 „

b) Rundeisen. Nach Kleinlogel kann angenommen werden:

Zeitaufwand für Biegen, Verlegen und Binden der Rundeisen.

Rundeisen Durchm. in mm	Zeitaufwand in Arbeitsstunden für 1 kg Rundeisen	
	Handbiegen	Maschinenbiegen
bis 7 mm	0,12	0,10
8 „ 14 „	0,10	0,07
über 14 „	0,08	0,05

Beim maschinellen Biegen ist der Maschinist in den Durchschnittslohn der Kolonne mit einzurechnen.

c) Beton. Hierher gehören die Aufwendungen für das Beifahren von Zement und Zuschlägen zur Mischmaschine, für das Mischen, Befördern und Einbringen des Betons sowie für seine Nachbehandlung gemäfs DIN 1045, § 9, Ziff. 6.

Der Arbeitsaufwand beträgt für 1 m³ bei Maschinenmischung (bei Handmischung, die nur noch in Ausnahmefällen zulässig ist, sind 2 bis $2^1/_2$ Std./m³ zuzuschlagen) etwa

für Decken und Unterzüge	$3^1/_2$ bis 6 Std.
für Dachdecken	5 „ 10 „
für Stützen mit gewöhnlicher Bewehrung	5 „ 10 „
dsgl. mit umschnürter Bewehrung	6 „ 12 „
für Eisenbetonbinder	7 „ 12 „
für Silo- und Behälterwände	8 „ 14 „
für Silotrichter	10 „ 16 „
für Eisenbetonfundamente	3 „ 5 „
für Stampfbetonfundamente	2 „ 4 „
für Stampfbetonböden	3 „ 5 „

B. Statische Untersuchung und Massenberechnung der einzelnen Bauteile.

Um die wirtschaftlichste Lösung zu finden, wird in der Regel die Durcharbeitung verschiedener Vorschläge nötig, besonders wenn die Stützenstellung und Unterzugteilung freigestellt ist. Die neue DIN 1045 und der Runderlafs d. Pr. FM. v. 16. 2. 1937 Bau 2932/15. 2. — gibt oft die Möglichkeit, durch verstärkte Stoffausnutzung Ersparnisse zu erzielen (vgl. A. 4 u. 8). Wechsel in der Betonmischung ist jedoch nur in grofsen Abschnitten wünschenswert, damit Irrtümer vermieden werden. Auch bei Verwendung von Stahl für die Bewehrung müssen Verwechslungen ausgeschlossen sein, z. B. durch Beschränkung auf bestimmte Dicken, die alsdann in gewöhnlichem Handelseisen nicht angeliefert werden und durch besonderen Hinweis auf den Eisenzeichnungen und in den Eisenauszügen.

Beton höherer Festigkeit ist besonders bei beschränkter Bauhöhe wichtig. So braucht z. B. ein bei $\sigma_b = 47$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² mit $f_e = f_e'$ doppelt bewehrter Balken bei gleicher Balkenhöhe nur einfach bewehrt zu werden, wenn die Betonspannung auf $\sigma_b = 65$ kg/cm² gesteigert wird. Die Bewehrung wird dadurch auf 52 vH. herabgesetzt. Auch die Ausnutzung der höheren Eisenspannung bei Stahleinlagen ist nur möglich unter gleichzeitiger Erhöhung der Betonspannungen, falls man nicht die Querschnittshöhe und damit die Betonmengen vergröfsern will. So entsprechen sich z. B. bei gleicher Höhe die folgenden Spannungen in kg/cm²:

Eisenspannung	Betonspannung		
1200	50	60	65
1500	54	65	70
1800	58	69	74

Bei gleicher Eisenspannung kann die Balkenhöhe ohne Druckbewehrung durch Erhöhung der Betonspannungen ermäfsigt werden, z. B. von $\sigma_b = 40$ kg/cm²/$\sigma_e = 1200$ kg/cm² auf 50/1200 um 16 vH., auf 60/1200 um 27 vH., auf 70/1200 um etwa 35 vH., auf 90/1200 um 45 vH.

Dagegen mufs mit Erhöhung der Eisenspannungen, wenn also gemäfs dem Runderlafs v. 16. 2. 1937 an Bewehrung gespart werden soll, bei gleicher Betondruckspannung die Nutzhöhe vergröfsert werden. Es ergibt sich z. B. gegenüber $\sigma_b = 90$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² mit $r = 0{,}226$ bei 90/1400 ($r = 0{,}233$) eine Vergröfserung um 3 vH., bei 90/1500 ($r = 0{,}235$) um 4 vH. und bei 90/1800 ($r = 0{,}245$) um $8^1/_2$ vH.

Anderseits ermöglichen für Beton höherer Güte die Bestimmungen auch Ersparnisse durch Herabsetzung der Zementmenge bis auf 240 kg/m³ (DIN 1045, § 8, Ziff. 2). Allerdings wird sich hier auch bei günstiger Kornzusammensetzung und nur mäfsig weicher Betonsteife eine gröfsere Festigkeit als $W_{b_{28}} = 120$ kg/cm² kaum mit Sicherheit erreichen lassen.

Um die Schalungskosten herabzusetzen, sind möglichst einfache Formen anzustreben. Auch die Möglichkeit einer wiederholten Verwendung der Schalung ist zu prüfen. Die Sätze unter A. 7 u. A. 9c brauchen dann nur für den ersten Verwendungsfall gerechnet werden und können für die folgenden Fälle eine Ermäfsigung um etwa 25 vH. erfahren. Es ist deshalb oft zweckmäfsig, z. B. die Abmessungen der Stützen durch mehrere Stockwerke beizubehalten. Zu beachten ist auch, dafs bei Verwendung von Doppelzement gemäfs DIN 1045, § 13, die Schalungsfristen auf die Hälfte bis ein Drittel gegenüber gewöhnlichem Zement verringert werden können. Dies ist für den Gesamtholzbedarf und die durch ihn entstehenden Anfuhrkosten usw. von Bedeutung.

Für die verschiedenen Vorschläge mufs nun für den Kostenvergleich eine genaue Massenermittlung erfolgen, und zwar nach der unter A. 9 gegebenen Gliederung.

a) Schalung. Hier ist die Art der Ausführung zu beachten. Bei Rippendecken mit enger Rippenteilung wird z. B. eine durchgehende untere Schalung nötig, die dann auch voll in die Massenberechnung einzusetzen ist. Die Schalung für die kurzen Deckenplatten ist hier in die Unterzugsschalung mit einzurechnen, da sie mit den anschliefsenden Rippenseitenwänden gewissermafsen umgekehrte Unterzugsschalung bildet.

b) Rundeisen. Ein genauer Eisenauszug unter Berücksichtigung der Abbiegungen, Bügel, Verteilungs- und Halteeisen ist für oft wiederkehrende und vom Gewöhnlichen stark abweichende Bauteile zu empfehlen, allgemein aber bei der Kürze der Zeit selten durchzuführen.

Ueberschläglich kann das Gewicht nach den folgenden Formeln ermittelt werden, wobei die „einheitlichen Bezeichnungen" der DIN 1045 (Anfang) benutzt sind:

Bei Decken ergibt sich aus dem rechnerischen Eisenbedarf $f_{e_{cm^2}}$ in Feldmitte der Eisenverbrauch in kg auf 1 m² zu

$$f_{e_{kg}} = m \cdot f_{e_{cm^2}} \left(1 + \frac{\mu \cdot z}{l}\right) + 1.$$

μ ist der Anteil der abgebogenen Eisen, $m = 0{,}85$ bei frei aufliegenden und $m = 1{,}0$ bis 1,2 bei durchlaufenden Decken.

Bei Trägern erhält man je lfdm:

$$F_{e_{kg}} = m \cdot F_{e_{cm^2}} + c \cdot d^2. \text{ (Trägerhöhe } d \text{ in m).}$$

$m = 0{,}9$ bis 1,1, im Mittel 1,0, bei frei aufliegenden und $m = 1{,}1$ bis 1,3 bei durchlaufenden Trägern. $c \cdot d^2$ bedeutet den Anteil der Bügel und Abbiegungen, wobei $c = 5$ bis 15, im Mittel gleich 10 (je nach der Schubbeanspruchung), zu setzen ist. Druckbewehrung ist gesondert zuzuschlagen.

c) Beton. In der Massenberechnung sind die verschiedenen Bauteile durchzurechnen, also Decken über die Unterzüge hinweg, Unterzüge bis Oberkante Decke, Stützen bis Deckenoberkante. Aufser den etwaigen Mehrmassen für Vouten werden damit auch die erhöhten Schwierigkeiten an den verschiedenen Anschlufsstellen berücksichtigt.

C. Preisberechnung.

Unter Verwendung der Ermittlungen unter A. 7 bis 9 kann nun der günstigste Vorschlag festgestellt werden. Dabei müssen, wie erwähnt, die sozialen Aufwendungen bereits berücksichtigt werden, da nur so die einwandfrei billigste Lösung gefunden werden kann. Auch die Abladekosten der Baustoffe sind mit diesen Zuschlägen einzusetzen.

Die eigentliche Preisermittlung erfolgt am besten unter Verwendung der Formblätter des Reichsverbandes des Ingenieurbaus. Da immer häufiger zur Prüfung des „angemessenen Preises" die Preisberechnung vorgelegt werden mufs, wird durch eine einheitliche Aufstellung die Verständigung sehr erleichtert.

Zunächst sind die Einzelkosten der einzelnen Nummern des Leistungsverzeichnisses zu ermitteln, wobei die Ausmafsbestimmungen (vgl. A. 1) genau zu beachten sind.

Alsdann ist die Summe der allgemeinen Baubetriebsunkosten der Baustelle festzustellen. Es sind dies die Kosten für

1. Baustelleneinrichtung und Räumen einschliefslich An- und Abtransport (Maschinen und Geräte, Baubuden, Strom- und Wasseranschlufs, Pacht usw.);
2. Abschreibung und Ausbesserung der Geräte und Maschinen und Verlust an Kleingeräten;
3. Gehälter und Löhne des Bauführers, der Poliere, der kaufmännischen Beamten, der Vermessungshilfen, Sanitäter Nachtwächter, Laufburschen usf.;
4. Verzinsung des jeweils vorgelegten Betriebskapitals;
5. Unkosten für die Anfertigung der statischen Berechnungen und der Bauzeichnungen, sowie für die Abrechnung, Beaufsichtigung der Baustelle vom Hauptbüro aus, Reisekosten, Fernsprechgebühren u. dgl.

Zu der Summe der Einzelkosten und der allgemeinen Baubetriebsunkosten tritt nun ein Zuschlag für allgemeine Geschäftsunkosten, als da sind:

Gehälter der Geschäftsleitung und der Angestellten des Hauptbüros;
Miete, Beleuchtung, Heizung und sonstige Unkosten des Hauptbüros;
Reise- und Werbungskosten des Hauptbüros, Unkosten für erfolglose Teilnahme an Ausschreibungen usw.;
Steuern und Versicherungen;
Verbands- und Vereinsbeiträge;
Lagerplatzkosten u. dgl.

Diese allgemeinen Geschäftsunkosten sind unter vorsichtiger Annahme des voraussichtlichen Jahresumsatzes auf die einzelnen Bauausführungen zu verteilen.

Weiter ist zu berücksichtigen die Umsatzsteuer, die zur Zeit 2 vH. der Rechnungssumme beträgt.

Zu den so ermittelten Selbstkosten ist alsdann ein angemessener Zuschlag für Risiko und Gewinn zu machen, um die Angebotssumme zu erhalten. Zu beachten ist, dafs alle Zuschläge, deren Höhe nach dem Umsatz berechnet ist, wie die allgemeinen Geschäftsunkosten und die Umsatzsteuer, als Zuschläge zu den Selbstkosten entsprechend erhöht werden müssen, zumindest nach der Formel $p_1 = \frac{p}{1-p}$. Teilt man die Angebotsumme durch die Summe der Einzelkosten, so erhält man damit die Ziffer, mit der die Einzelwerte der Selbstkosten zu vervielfältigen sind, um die Angebotseinzelpreise zu erhalten. Eine solche gleichmäfsige Verteilung erscheint für Eisenbetonausführungen durchaus ausreichend.

Zum Schlusse sei auf die Wichtigkeit von Zwischen- und Nachkalkulationen hingewiesen zur Nachprüfung, inwieweit die Annahmen der vorliegenden Preisberechnung zutreffend waren und um weitere Erfahrungswerte zu gewinnen.

Die Bauausführung.

Bearbeitet von Prof. B. Löser, Dresden.

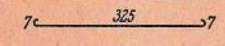
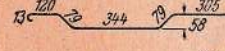
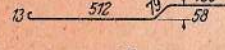
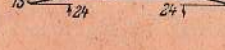
I. Vorarbeiten und technische Bearbeitung.

Um eine Bauaufgabe rasch und reibungslos durchzuführen, müssen die Vorarbeiten und die technische Bearbeitung rechtzeitig und gründlich erledigt sein. Dazu gehören Baugrunduntersuchungen nach den Richtlinien für Bodenuntersuchungen (Deutsche Gesellschaft für Bauwesen E.V., Beuth-Verlag 1935), Arbeitspläne, Konstruktionsentwürfe, statische Berechnungen, Ausführungspläne, Eisenauszüge, Massenberechnungen für die benötigten Baustoffe, Baustoffuntersuchungen und Eignungsprüfungen für Bindemittel und Zuschlagstoffe zum Beton (vgl. Leitsätze des Deutschen Beton-Vereins für die Bauüberwachung im Eisenbetonbau, 1937).

Reichen Betonkörper der Gründung ins Grundwasser, so prüfe man das Wasser, ob es Beimengungen enthält, die den Beton zerstören. Sind solche Beimengungen vorhanden, so müssen die Betonkörper einen zuverlässigen äufseren Schutz erhalten, dessen Art dem Gefahrengrad angepafst werden mufs.

In die Ausführungszeichnungen — meist im Mafsstab 1:50 — müssen alle Mafse eingeschrieben sein. In die Grundrisse werden die Deckeneisen eingezeichnet bzw. eingeschrieben unter Angabe der Deckendicken. Die Haupt- und Nebenbalken, Säulen und Stürze, werden besonders herausgezeichnet. Der Eisenauszug Abb. 1 enthält Ordnungsnummern, Stückzahl, Dicke, Form mit allen Mafsen und abgewickelter Länge und das theoretische Gewicht der Eisen. Nach diesem Eisenauszug werden die Eisen geschnitten und gebogen. Man beschränke sich auf möglichst wenige Eisensorten und bediene sich der genormten Dicken, die in Tafel 1 angegeben sind.

Eisenauszug. Abb. 1.

Nr.	Stück	Durchmesser mm	Zuschnitt cm	Form	lfdm	Gewicht kg
1a	120	10	339		406,80	252,22
1b	116	10	408		473,28	293,43
2a	4	20	953		38,12	94,16
2b	4	20	747		29,88	73,80
3a	4	20	616		24,64	60,86

Gerade Eisen vom Durchmesser d mit zwei halbkreisförmigen Endhaken (Abb. 2) erfordern als abgewickelte Stablänge den Zuschnitt

$$a = l + 13\,d$$

Bei beiderseits unter 45° abgebogenen Eisen mit halbkreisförmigen Endhaken ist der erforderliche Zuschnitt (Abb 3)

$$a = l + 15\,d + 0{,}83\,h.$$

Unter h verstehen wir dabei die Höhe der Abbiegung, gemessen von Unterkante bis Oberkante Eisen. Die schräge Länge der Aufbiegung ist

$$s = 1{,}414\,(h - d)$$

und ihre Projektion

$$p = h - d.$$

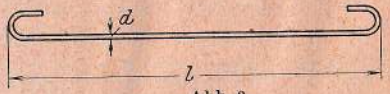


Abb. 2.

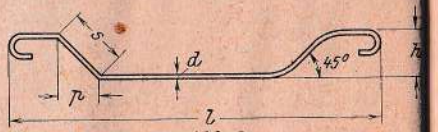


Abb. 3.

Der lichte Krümmungshalbmesser mufs mindestens sein bei Endhaken 1,25 d, bei Aufbiegungen 5 d.

Tafel 1. Genormte Rundeisen nach DIN 488.
(Vgl. auch I. Teil, S. 124 u. 126.)

d mm	f_e cm²	g kg/m	d mm	f_e cm²	g kg/m
5	0,20	0,154	20	3,14	2,466
6	0,28	0,222	22	3,80	2,984
7	0,38	0,302	24	4,52	3,551
8	0,50	0,395	26	5,31	4,168
10	0,79	0,617	28	6,16	4,834
12	1,13	0,888	32	8,04	6,313
14	1,54	1,208	36	10,18	7,990
16	2,01	1,578	40	12,56	9,865
18	2,54	1,998	50	19,64	15,413

Man stelle einen Arbeitsplan auf, aus dem ersichtlich ist, wie die Einzelleistungen aufeinander folgen und wieviel Arbeitstage jeweils dafür zur Verfügung stehen. Für jeden Bauabschnitt ermittle man, nach Mischungsverhältnissen getrennt, die Zahl der zu leistenden m³ Beton, die zugehörige Schalung in der Abwicklung, den Baustoffbedarf und den kalkulierten Stundenaufwand. An Hand dieses Planes ist eine geordnete Baustoffwirtschaft möglich und eine leichte Prüfung, ob die an der Baustelle geleisteten Stunden mit dem kalkulierten Zeitaufwand im Einklang bleiben, ferner, ob die gewünschten Mischungsverhältnisse eingehalten werden.

II. Baustoffe[1]) — Bauüberwachung.

Mischwasser darf nicht durch Fabrikabwässer verunreinigt sein, die Oele, Fette, Kalisalz oder Zucker enthalten. Meerwasser ist verwendbar. Schädlich[2]) und nicht verwendbar ist Wasser, das

[1]) Weitere Angaben s. I. Teil, Kapitel Zementmörtel und Beton.
[2]) Nach „Anweisung für Mörtel und Beton" (AMB) der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, 3. Aufl., Berlin 1936. Ztrlbl. d. Bauv. 1936, H. 34 mit Beilage AMB. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

über 0,8 vH Schwefelsäure in schwefelsauren Salzen (berechnet als SO_3) oder 3 vH Natrium chlorid (Kochsalz) oder Magnesium chlorid enthält, ferner Wasser aus Mineralquellen, Wasser mit Verunreinigungen durch Moor, Torf und Kohle.

Zement soll den Deutschen Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement von 1932 entsprechen. Die Erstarrung darf frühestens eine Stunde nach dem Anmachen beginnen. Der Zement mufs raumbeständig sein, er darf also nicht treiben. Die Zementnormenprüfung mufs folgende Mindestfestigkeiten ergeben (gemischte Lagerung):

Handelszement . . .	Druckfestigkeit	7	Tage	180 kg/cm²
„	„	28	„	350 „
„	Zugfestigkeit	7	„	18 „
„	„	28	„	30 „
Hochwertiger Zement	Druckfestigkeit	3	„	250 „
„ „	„	28	„	500 „
„ „	Zugfestigkeit	3	„	25 „
„ „	„	28	„	40 „

Bei Umrechnung von Zementgewichtsteilen in Zementraumteile ist die Dichte mafsgebend, die der Zement annimmt, wenn er lose in ein Hektolitergewicht eingefüllt wird. Liegt kein Versuch vor, so rechne man bei Handelszement mit $\gamma = 1{,}2$ t/m³. Ein Sack Zement ergibt hiernach 42 l. Hochwertiger Zement besitzt geringeres Raumgewicht, das häufig bei $\gamma = 1{,}1$ t/m³ liegt.

Zuschläge bestehen aus Sand und Kies, Splitt, Grus, Klarschlag. Sand im Sinne des Betonbaues sind die feinen Zuschläge, die durch ein Sieb mit 7 mm weiten Rundlöchern durchfallen; Kies, Grus, Splitt und Klarschlag sind die gröberen Zuschläge, die auf vorgenanntem Sieb als Rückstand verbleiben. In den Zuschlägen sollen möglichst alle Korngröfsen vertreten sein. Durch zweckmäfsige Kornzusammensetzung können Dichte und Festigkeit des Betons oft erheblich vergröfsert werden. Nach den „Deutschen Best. 1932" A, § 7, 2 soll der Sand (0 bis 7 mm) enthalten: an Feinsand (0 bis 1 mm) mindestens 20, höchstens 70 Gew.-%. Im Zuschlagsgemisch (Sand + Kies + Splitt oder Steinschlag) sollen mindestens 40 Gew.-%, höchstens 80 Gew.-% Sand enthalten sein. Die Bereiche besonders guter, daher anzustrebender Kornzusammensetzung liegen zwischen den Linien A und B sowie D und E der in den „Deutschen Best. 1932" A, § 7 in Bild 1 und 2 eingetragenen Sieblinien (s. I. Teil). Die Bereiche zwischen den Linien B und C bzw. E und F enthalten weniger gute, aber noch brauchbare Körnungen. Kiessande mit zu grofem Sandgehalt können durch Zusatz von Splitt oder Kies verbessert werden. Die Kornform der gröberen Zuschläge hat auf die Festigkeit keinen wesentlichen Einflufs; gebrochene Zuschläge mit eckiger Form lassen sich schwerer verarbeiten und erfordern mehr Wasser im Beton als Kies mit runder Form.

Besondere Beachtung der Kornverhältnisse ist bei der Herstellung von Gufsbeton geboten. Zunahme des Feinsandanteiles vergröfsert den Wasserbedarf, um die Mischung gufsfähig zu gestalten und vermindert dadurch die Festigkeit. Aus dem gleichen Grunde wirkt beim Gufsbeton der Zusatz von Grus und Splitt nicht immer günstig. In solchen Fällen ist der Festigkeitsversuch entscheidend.

Wird Beton c (Eisenbetonbestimmungen § 29) oder hochwertiger Betonstahl verwendet, so müssen Sand (0 bis 7 mm) und gröbere Zuschläge getrennt angeliefert und verarbeitet werden. Für Eisenbetonbauten der Reichsbahn und der Reichsautobahnen gelten die schärferen Sondervorschriften der AMB, 3. Aufl., Berlin 1936. Hiernach sind folgende Körnungen getrennt anzuliefern: Sand 0 bis 3 mm, Sand 3 bis 7 mm, gröbere Zuschläge als 7 mm.

Undurchlässiger Beton erfordert undurchlässigen Mörtel. Nach Graf darf Undurchlässigkeit des Mörtels erwartet werden, wenn seine Füllziffer[1]) gröfser ist als 1. Das Zuschlagsgemenge soll dabei 45 bis 56 G.-T. Sand von besonders zweckmäfsiger Körnung enthalten.

Ausschlaggebend für die Auswahl der Zuschläge ist die Druckfestigkeit des Betons, die an Probewürfeln oder Kontrollbalken festzustellen ist.

Beimengungen geringer Mengen von Lehm oder Ton können unschädlich sein, wenn sie fein verteilt sind und wenn sie die Oberflächen der gröberen Teile nicht umhüllen. Im Zweifelsfalle ist Festigkeitsversuch notwendig. Schädlich sind Beimengungen von Kohleteilchen und von Zucker.

Wassergehalt. Mit Zunahme des Wassergehaltes sinkt die Festigkeit des Betons. Besonders stark ist der Festigkeitsrückgang bei der Würfelprobe in geringem Alter. Der Festigkeitsrückgang infolge steigenden Wassergehaltes mildert sich bei Zunahme des Alters und spricht sich in geringerem Ausmafs bei der Biegedruckfestigkeit aus, die am Balken festgestellt wird. Der Wasserbedarf beträgt in Gewichtsprozenten der trockenen Mischung einschl. Zement

bei erdfeuchtem Beton	5,0 – 7,5 Gew.-%	= 70–110 l auf 1 m³ Beton	
bei weichem Beton . .	7,5–10,0 „	= 110–145 l „ 1 „ „	
bei flüssigem Beton .	10,0–13,5 „	= 145–200 l „ 1 „ „	

Das Verhältnis der Würfelfestigkeiten 28 Tage alten Betons darf angenommen werden zu:

erdfeucht : weich : flüssig = 100 : 70 : 50.

Ohne genaue Angabe des Wassergehaltes ist die Würfelfestigkeit kein Gütemafsstab, weil dann der Einflufs des Wassers nicht erkennbar wird.

Die „Deutschen Best. 1932" § 29 verlangen die folgenden Würfelfestigkeiten des 28 Tage alten Betons bei Verwendung von

Handelszement . . . $W_{b\,28} = 120$ kg/cm²

hochwertigem Zement $W_{b\,28} = 160$ kg/cm².

Prüft man den Beton im Alter von 7 Tagen, so darf man bei gewöhnlichem Zement 70 vH, bei hochwertigem Zement 80 vH der 28-Tage-Festigkeit erwarten.

Die **Bauüberwachung**[2]) hat sich auf folgende Punkte zu erstrecken:

Zement:

Abbindeprobe, Raumbeständigkeitsprobe (Kochprobe).

Zuschläge:

Feststellung, ob schädliche Beimengungen vorhanden sind. Absiebprobe zur Bestimmung der Kornzusammensetzung.

Betonfestigkeit:

Die Betonfestigkeit wird vor Baubeginn durch die Eignungsprüfung an Würfeln, während der Bauausführung durch die Güte- und Erhärtungsprüfung an Würfeln oder Probebalken festgestellt. Bei der Eignungs- und Güteprüfung muß der störende Einfluß niedriger Temperaturen ausgeschaltet werden. In kalter Jahreszeit müssen diese Probekörper deshalb in einem dauernd geheizten Raume erhärten. Zwischen der Würfelfestigkeit W und der Balkenbruchlast P wird folgende Beziehung angenommen

$$P = 13{,}3\ W - 40.$$

[1]) Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl. IX. Bd., S. 8.

[2]) Vgl. „Leitsätze für die Bauüberwachung im Eisenbetonbau", herausgeg. vom Deutschen Beton-Verein E. V., Berlin W 35, 1936.

Einander entsprechende Werte $W_{b\,28}$ und Balkenbruchlasten P sind in der folgenden Uebersicht angegeben (aus den „Leitsätzen"):

$W_{b\,28}$ kg/cm²	Mindestbruchlast der Probebalken in kg im Alter von 28 Tagen	im Alter von 7 Tagen bei Handelszement	im Alter von 7 Tagen bei hochw. Zement
120	1560	1080	1240
160	2090	1450	1660
180	2350	1640	1880
195	2550	1780	2040
210	2750	1910	2190
225	2950	2050	2350

In Abb. 4 ist der Probebalken, in Abb. 5 die Balkenprüfmaschine dargestellt.

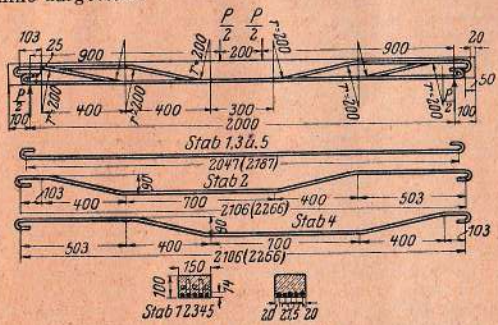


Abb. 4. Probebalken.

Wassergehalt des Betons:

Hat man für die zur Verwendung kommenden Baustoffe und für das gewählte Bauverfahren die erforderliche Mindestwassermenge festgestellt, so ermittelt man auf dem Rütteltisch das Ausbreitmafs gemäfs den „Deutschen Best. 1932" D, § 3, Bild 1 (s. I. Teil). Das in Höhe von Oberkante Rütteltisch zu messende mittlere Ausbreitmafs soll bei Weichbeton höchstens 50 cm, bei flüssigem Beton höchstens 65 cm sein. Die Ausbreitprobe ist fortlaufend zu wiederholen, um festzustellen, dafs der als zweckmäfsig und ausreichend erkannte Wassergehalt dauernd eingehalten wird. Für Stampfbeton ist der Ausbreitversuch nicht anwendbar.

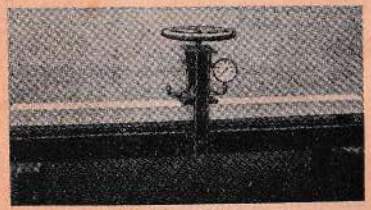


Abb. 5. Balkenprüfmaschine.

Erhärtungsfortschritt:

Um in kühler Witterung zu entscheiden, ob ausgeschalt werden darf, stellt man Würfel oder Probebalken her, die unter gleichen Bedingungen erhärten wie das Bauwerk, die also im Freien lagern.

Eisenlage.

Der verantwortliche Bauleiter mufs vor dem Betonieren die planmäfsige Anordnung und die Querschnitte der Eisen prüfen.

III. Baupolizei und Unternehmung.

Der Baupolizei müssen unterbreitet werden: Baubeschreibung, statische Berechnungen mit Uebersichtszeichnungen, aus denen hervorgehen mufs: die Gesamtanordnung und Ausbildung der Tragwerke, die Belastungsannahmen, die Querschnitte der einzelnen Bauteile, wie Decken, Balken, Unterzüge, Säulen, Stürze, die gewählten Bewehrungen, etwa vorhandene Trennungsfugen. Es müssen Zeichnungen beigefügt werden von den Querschnitten der Trägwerke und von der Ausbildung der Auflager der wichtigeren Balken mit ihrer Schubsicherung. Endlich müssen angegeben werden: die Bezugsquellen der Baustoffe, die Mischungsverhältnisse des Betons und die gewährleisteten Betondruckfestigkeiten (gemäfs § 29 der „Deutschen Best. 1932 A"). Nach § 2, 2 ist die Baupolizei berechtigt, die Vorlage der mafsgebenden Ausführungszeichnungen mit den Bewehrungen vor Beginn der Ausführung zu verlangen. Dagegen sehen die Bestimmungen nicht vor, dafs die Ausführungszeichnungen in mehrfacher Ausfertigung einzureichen sind und einmal in den Akten der Behörde verbleiben.

Der Unternehmer ist verpflichtet, die Bauvorlagen als Ausführender zu unterzeichnen (§ 2, 3), der Baupolizei die Namen des verantwortlichen Bauleiters und des dauernd auf der Baustelle anwesenden Vertreters anzugeben (§ 3), 48 Stunden vor dem Betonieren und Ausschalen jeden Geschosses und beim Wiederbeginn der Arbeiten nach längerer Frostpause bei der Baupolizei Meldung zu erstatten (§ 3). Von dem Zement müssen auf der Baustelle Abbindeproben gemacht werden, damit kein Schnellbinder unterläuft (§ 7, 1). Der Unternehmer mufs dauernd überwachen die Raumbeständigkeit des Zementes (A, § 7, 1), die Reinheit der Betonzuschläge (A, § 7, 2c) und ihre Körnung (A, § 7, 2b u. § 29, 2), das Mischungsverhältnis des Betons (A, § 8), die Betonsteife (A, § 8 u. § 29, 1 u. 2). Das Eisen soll in der Regel der Kaltbiegeprobe unterworfen werden (§ 7, 4), Abb. 6. An der Mischmaschine mufs das Mischungsverhältnis des Betons angeschrieben sein (§ 8, 4). Der verantwortliche Bauleiter ist verpflichtet, die Richtigkeit der auf der Schalung verlegten Eisen vor dem Betonieren nachzuprüfen (§ 11, 1). Er hat sich vor Beginn der Ausschalung zu überzeugen, dafs der Beton ausreichende Erhärtung besitzt. Erst dann darf er den Polieren den Auftrag zum Ausschalen erteilen (§ 13, 1).

Abb. 6.

Im einzelnen Baufalle kann die Baupolizeibehörde verlangen: die Eignungsprüfung (Probewürfel) vor Baubeginn zum Nachweis, dafs der Beton aus den in Aussicht genommenen Baustoffen die erforderliche Festigkeit erlangt (A, § 5, 1), Nachweis des Zementgehalts im Beton und des Einganges der Zuschläge (A, § 8, 2), Anfertigung und Prüfung von Probekörpern während der Bauausführung für die Güte- und Erhärtungsprüfungen (A, § 5, 4 bzw. § 13, 2). Für Bauteile, die besonders ungünstigen Beanspruchungen ausgesetzt sind (A, § 7, 4a) kann ausnahmsweise der Zugversuch

verlangt werden; für geschweifstes Eisen (A, § 14, 1c) kann der Faltversuch nach Abb. 6 gefordert werden. Ferner können verlangt werden Belastungsversuche bis zum Bruch, wenn eine noch unerprobte Bauweise Verwendung findet (§ 2, 4), Beibringung von Baustoffproben (§ 2, 1), Probebelastungen in Ausnahmefällen nach A, § 6. Auf der Baustelle mufs ein Bautagebuch geführt werden, in dem die an den einzelnen Tagen bewirkten Arbeiten, die Temperaturen, besonders bei Frost, eingetragen werden. Das Tagebuch ist dem Aufsichtsbeamten der Baupolizei auf Verlangen vorzulegen (A, § 4).

IV. Baustellen-Einrichtung, Baumaschinen.

Die Baustellen-Einrichtung richtet sich nach Art und Gröfse der Bauaufgabe und nach den Besonderheiten des einzelnen Baufalles. Die Einrichtung von Grofsbaustellen — Schiffahrtschleusen, Wasserkraftanlagen, Talsperrenmauern — sind im Einzelfalle Gegenstand besonderer Untersuchungen. Auf den letzten Hauptversammlungen des Deutschen Beton-Vereins ist über grofse Anlagen dieser Art ausführlich berichtet worden (vgl. die Berichte in den entsprechenden Jahrgängen der Bautechn. und von B. u. E.). Auf mittleren Baustellen für mehrgeschossige Hochbauten kommen an Maschinen zur Verwendung: Betonmischmaschine, Aufzug und Bauwinde. Betonpumpe bzw. Gufsbetonanlage, Eisenschneider und Eisenbieger, Band- oder Kreissäge, Pumpen, sofern Wasserhaltung nötig wird. An Räumen werden benötigt: Baubüro, Polierbude, Leutebuden, Zementbude, Gerätebude, Raum für Baustoff-Untersuchungen.

Neuerdings ist das Verfahren ausgebaut worden, Beton in geschlossenen Röhren zu heben und zu transportieren. Dies geschieht nach dem Verfahren der Torkret G. m. b. H., Berlin, oder mit der Betonpumpe der Maschinenfabrik Otto Kaiser, St. Ingbert, Saargebiet.

In der nachstehenden Aufstellung sind Angaben über Mischmaschinen enthalten.

Nr.	Trommelinhalt l	Masch.-Gewicht kg	Belastung d. Winde a. einf. Seil kg	Stärke des Motors PS	Leistung in 8 Stunden m³ Beton a	b
2	150	2200	450	7	19	24
3	250	3400	1000	10	32	40
4	375	3700	1250	15	48	60
5	500	4400	1250	20	64	80
6	750	8000	—	16*)	96	120
7	1000	8800	—	20*)	128	160

*) ohne Bauaufzug.

Eine Handmischmaschine mit 75 l Trommelinhalt wiegt ohne Hebewerk und Bauwinde etwa 600 kg. Die nächsten vier Typen verstehen sich für fahrbare Mischmaschinen mit Hebewerk und Bauwinde für 20 m/min Hubgeschwindigkeit, aber ausschliefslich Motor.

Die grofsen Maschinen 6 und 7 haben keine Aufzugwinde. Die Winden müssen dann besonders aufgestellt werden. Die in den letzten beiden Spalten angegebenen Leistungen — gestampfter Beton in einer Schicht von 8 Stunden — ergeben sich, wenn bei *a* für Hochbauten mit 160 Füllungen, bei *b* für Tiefbauten, wo das

Heben des Betons in Wegfall kommt, mit 200 Füllungen in einer 8-Stunden-Schicht gerechnet wird. Falls keine Betriebsstörungen eintreten, kann diese Leistung angenommen werden.

Zur Einhaltung einer bestimmten Betonsteife ist es nötig, Mischmaschinen mit einem selbsttätigen **Wasserabmefsapparat** zu versehen, z. B. nach dem System Voglsamer oder nach dem System Graf (Carl Andrae G. m. b. H., Stuttgart).

Gewicht und Kraftbedarf für **Eisenschneide- und -Biegemaschinen** sind aus folgenden Tafeln zu entnehmen:

Schneidemaschinen (mit Motor).

	Futura (Futura, Wagenbach-Elberfeld)		Simplex (Puls & Bauer, Hamburg)
bis 32 mm	770 kg	8 PS	535 kg
„ 40 „	1050 „	10 „	1010 „
„ 60 „	1310 „	12 „	1120 „

Biegemaschinen (mit Motor).

Futura (Futura, Wagenbach-Elberfeld)	bis 32 mm	840 kg	3 PS
	„ 60 „	990 „	5,5 „
Perfekt (Puls & Bauer, Hamburg) . .	bis 32 mm	840 kg	1,5 PS
	„ 50 „	1185 „	4 „

Reibungswinden haben zulässige Belastung bis zu 1000 kg und heben 20 bis 30 m/min. Bei 1000 kg und 20 m sind 8 bis 10 PS erforderlich. Zahnradwinden haben günstigeren Wirkungsgrad und gröfseren Sicherheitsgrad als Reibungswinden. Die Belastung kann bis 5000 kg, die Hubgeschwindigkeit bis auf 60 m/min gesteigert werden. Der Kraftbedarf kann angesetzt werden mit

11 PS bei 1000 kg Belastung und 30 m/min Geschwindigkeit
13 „ „ 1500 „ „ „ 30 „ „
11 „ „ 2000 „ „ „ 20 „ „

Für Bandsägen gilt:

Sägescheiben-Durchmesser	600 mm	700 mm	800 mm	900 mm
Gröfste Schnitthöhe . . .	300 „	400 „	400 „	500 „
Kraftbedarf	3 PS	4 PS	5 PS	6 PS
Gewicht	400 kg	500 kg	550 kg	800 kg

Angaben für Kreissägen:

Sägeblatt-Durchmesser . .	400 mm	500 mm	600 mm
Gewicht	300 kg	320 kg	420 kg
Kraftbedarf	6 PS	8 PS	10 PS

Gewichte von Rohölmotoren:

Einzylinder-Motoren PS	6	8	10	12	18	30
Gewicht . . . . . kg	300	500	650	800	1300	2400
Zweizylinder-Motoren PS	16		24		36	60
Gewicht . . . . . kg	850		1200		2000	3900

An Betriebstoff rechnet man für 1 PS und 1 Stunde bei Dauerleistung 0,3 kg Benzin, Benzol oder Rohöl bzw. bei Elektromotoren 0,75 kWh. Da die Baumaschinen eine stofsweise Belastung der Motoren bewirken, ist der Bedarf an Betriebstoffen etwas kleiner.

An Raum benötigt man zum Lagern von 15 t Zement 8 bis 10 m² Bodenfläche bei einer Stapelhöhe von 8 Sack. Man gebe der Zementbude mehrere Eingänge und lagere so, dafs die ältesten Lieferungen zuerst aufgearbeitet werden können. Man mufs also von einer Seite Neueingänge eintragen und gleichzeitig von der anderen Seite ältere Lieferungen verarbeiten können. Für völlig

trockene Lagerung des Zements mufs gesorgt werden. Für Leutebuden braucht man 0,75 bis 1,00 m² Grundfläche je Kopf, Waschräume und Garderoben besonders. Bei Wohnbaracken rechnet man 5,0 m² Grundfläche je Person.

V. Schalung.

a) Schalungsdruck. Den Druck, den frischer Beton auf seine Schalung ausübt, kann man durch Rechnung nicht genau ermitteln, weil dabei der Wasserzusatz, die Eigenschwere, das Mischungsverhältnis des Betons, die Abmessungen des Betonkörpers, die Arbeitsgeschwindigkeit, die Temperatur, Erhärtungsbeginn und Abbindezeit des Zements von Einflufs sind. Man mufs sich daher auf vorsichtige Schätzung des Schalungsdruckes beschränken. Nach Böhm (B. u. E. 1929, S. 334) kann der Schalungsdruck bei erdfeuchtem Stampfbeton ohne Rücksicht auf die Abmessungen der Betonkörper zu 2 t/m² angesetzt werden. In B. u. E. 1932, S. 160, berichtet Kurt Mauthner über Messungen des Wanddruckes von Pumpbeton. Daraus dürfen folgende Schlüsse für flüssigen und weichen Beton gezogen werden:

1. Wenn ein Schalungskasten ohne Unterbrechung mit Beton gefüllt wird, so verhält sich das frische Mischgut wie eine reine Flüssigkeit. Den Seitendruck p in der Tiefe h (in m) unter dem Spiegel des Mischgutes darf man schätzen zu

$$p \text{ in } t/m^2 = 2\,h.$$

2. Erst nach Beendigung der Förderung gewinnt das Mischgut innere Reibung, die eine Minderung des Seitendruckes zur Folge hat. Man darf annehmen, dafs die Abnahme des Seitendruckes geradlinig mit der Zeit erfolgt und dafs nach 8 bis 12 Stunden Ruhezeit der Seitendruck auf Null gefallen ist.

3. Setzt man die Betonierung nach 8 bis 12 Stunden fort, so tritt im ersten Absatz keine Erhöhung des Seitendruckes ein.

4. Wird in Abschnitten betoniert mit Pausen, die wesentlich kürzer sind als 8 bis 12 Stunden, so kann man den Seitendruck wie in folgendem Beispiel schätzen:

Druck am Säulenfufs bei raschem Schütten auf 2,30 m . . . . . $2 \cdot 2{,}30 =$	4,600 t/m²
Druckminderung am Ende einer 3stündigen Arbeitspause . . . . . $^3/_8 \cdot 4{,}600 =$	1.725 „
verbleibender Druck am Säulenfufs am Ende der Pause	2,875 t/m²
Im zweiten Arbeitsgang werden weitere 1,45 m geschüttet.	
Druckanstieg während des zweiten Arbeitsganges $2 \cdot 1{,}45 =$	2,900 „
Druck am Säulenfufs am Schlufs des zweiten Arbeitsganges	5,775 t/m²

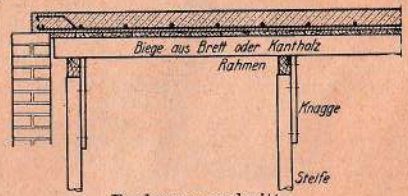
Das vorstehende Verfahren ist durch Versuchsmessungen bis zu etwa 4 m Schütthöhe gedeckt.

Die zulässigen Beanspruchungen der Schalwände wird man wählen dürfen: Holz auf Biegung 125 kg/cm², Eisen auf Biegung 1100 bis 1600 kg/cm².

b) Konstruktion. Die Schalung mufs so stark gebaut werden, dafs sie den Druck des frischen Betons und die Last des Arbeitsbetriebes aufnehmen kann. Letztere darf man mit 0,3 bis 0,4 t/m² in Ansatz bringen. Es mufs Wert darauf gelegt werden, dafs die Ausschalung einfach und mit geringem Holzverlust zu bewirken ist. Dabei mufs es möglich sein, die Säulen, Pfeiler und Balkenseiten früher auszuschalen als die Decken

und Balkenböden. Im Hochbau verwendet man Bretter von 24 bis 30 mm Dicke, wobei der gröfseren wegen des geringeren Bruches beim Ausschalen der Vorzug zu geben ist. Gehobelte und gespundete Schalung wird nur ausnahmsweise verlangt, wenn die Baukörper nicht geputzt werden sollen. Um das Anhängen der Bretter am abgebundenen Beton zu verhüten, begiefst man sie unmittelbar vor dem Stampfen mit Wasser. Alte Betonreste müssen vor der Wiederverwendung der Bretter abgekratzt werden. Es empfiehlt sich sehr, ausspringende Ecken an den Säulen und Unterzügen abzuschrägen. Dies geschieht durch Einlegen von Dreikantleisten in die Ecken der Schalkästen. Die einzelnen Seiten der Schalungskasten soll man nicht vernageln, sondern verschrauben, weil dadurch der Holzverlust vermindert wird.

Deckenschalung liegt parallel zu den Nebenbalken und wird alle 70 bis 90 cm von Brettbiegen mit 3 . 15 cm Querschnitt unterstützt (Abb. 7). An Stelle der Brettbiegen werden auch Kanthölzer vom Querschnitt 8 . 8, 7 . 12, 8 . 12, 8 . 10, 7 . 14 cm gelegt in Abständen von 80 bis 100 cm von Achse zu Achse. Die Brettbiegen dürfen bis etwa 1,50 m, die Kanthölzer 1,40 bis 1,70 m frei liegen. Daraus ergibt sich die Zahl der Rahmen, die unter den Biegen angeordnet sind und die in Abständen von 1,00 bis 1.40 m durch Steifen gestützt sind. Unten steht die Steife auf einem Brettstück und zwei Keilen, mit denen die Steife in die richtige Höhenlage angezogen wird (Abb. 8). Die kleineren Mafse gelten für schwere, dicke Decken, die gröfseren Mafse für leichte



Deckenquerschnitt.

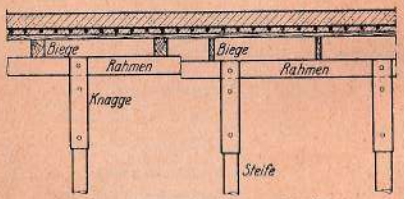


Abb. 7. Deckenlängsschnitt.

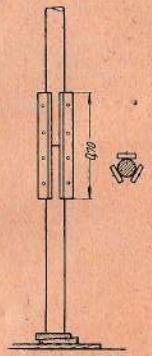


Abb. 8.
Gestofsene Steife.

Decken von geringerer Dicke. Man kann die Biegen je aus einem Stück herstellen; dann müssen sie genau auf die erforderliche Länge eingepafst werden. Bequemer ist es, sie aus je zwei Stück Hölzern zusammenzusetzen, die mit ihren Seiten unmittelbar aneinanderliegen und sich über dem mittleren Rahmen beliebig weit übergreifen.

Bei Eisenbetonrippendecken mit geeigneten Hohlsteineinlagen (vgl. Abschn. Massive Decken) kann man die Deckenschalung

offen herstellen. Es liegt dann je ein Schalbrett unter den Rippen der Hohldecke. Die Schalbretter liegen mit Zwischenräumen, die durch die Hohlsteine überdeckt werden.

Balkenschalung. Die drei Seiten eines Balkenkastens werden an den unteren Ecken miteinander verschraubt. Etwa alle 70 cm

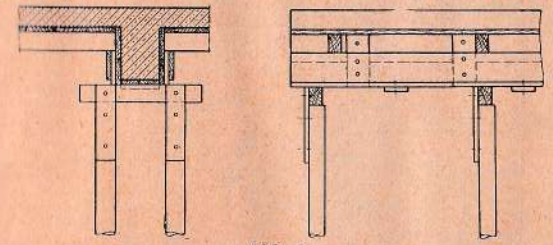


Abb. 9.

sind über die Seiten des Balkens Knaggen aus Brettstücken genagelt, die an den Seitenflächen je ein Längsbrett aufnehmen, auf denen die Biegen der Deckenschalung ihr Endauflager finden (Abb. 9, 10 u. 11). Eine andere Ausführung zeigt Abb. 12. Dort sind

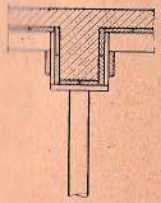


Abb. 10.

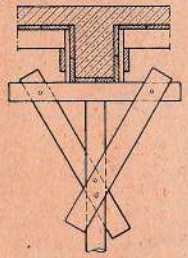


Abb. 11.

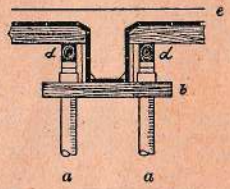


Abb. 12.

die beiden Längsbretter durch zwei Längsrahmen *d* ersetzt, die auf Doppelkeilen ruhen. Abb. 13 stellt den Anschlufs eines Nebenbalkens an den Hauptbalken dar, wobei der erstere wie üblich mit einer Auflagerverstärkung versehen ist.

Säulenschalung. Die Schalungskasten für die Säulen werden allseitig geschlossen und erhalten an einer Seite ihres Fufses einen Ausschnitt, um vor Beginn des Betonierens die Holzspäne zusammenkehren und beseitigen zu können. Um das seitliche Ausweichen der Schalung unter dem Druck des frischen Betons zu verhindern, sind in Abständen von etwa 80 cm Spangen vorhanden. Ihre Ausbildung geht aus Abbildung 14 hervor. Bei gröfseren Quer-

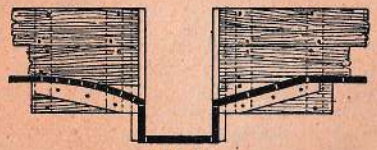


Abb. 13.

schnittsabmessungen können diese Spangen aus je zwei Kanthölzern und zwei Bolzen bestehen.

Die Firma Hugo Burger, Leipzig, Hallesche Strafse 159, bringt eiserne Säulenzwingen in den Handel (Abb. 15), die sich bewährt haben.

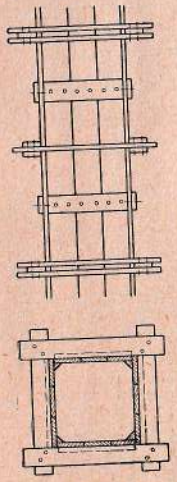


Abb. 14.

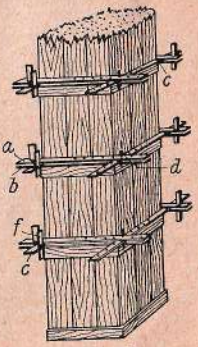


Abb. 15.

Abstelfung. Unter den Balken stehen Joche, die entweder, wie in Abb. 9, aus zwei Steifen oder wie in Abb. 11 nur aus einer Steife mit oberem Trumpfholz bestehen. Die Stützung nach Abb. 10 ist noch einfacher, ist aber nur bei sehr kleinem Querschnitt zureichend. Die Joche stehen je nach dem Querschnitt des Balkens und nach der Geschofshöhe in Abständen von 60 bis 80 cm. Oft stellt man die Joche aus zwei Steifen im Wechsel mit solchen aus einer Steife. Für den Bedarf an Steifen unter einer Plattenbalkendecke kann man im Mittel rechnen eine Steife auf 1 m² Grundfläche. Die in Abb. 16 dargestellte Abschwertung der Steifen ist nötig bei grofsen Geschofshöhen von mehr als 5 m.

Die Steifen müssen mindestens 7 cm Kopfdicke haben; bei üblichen Eisenbetondecken in Hochbauten darf unter Platten jede zweite, unter Balken jede dritte Steife gestofsen werden („Deutsche Best. 1932" A, § 12, 2). Der Stofs soll nicht im mittleren Drittel der Steife liegen. Jeder Stofs erhält drei Stück Laschen von mindestens 70 cm Länge. Mit ihrem unteren Ende stehen die Steifen auf einem Brettstück und werden durch Holzkeile angezogen. Besondere Mafsnahmen sind nötig, wenn eine Decke auf dem Erdboden abgesteift werden mufs. Dann müssen zunächst Rahmen auf das Erdreich gelegt werden, damit die Steifendrücke auf eine genügend grofse Fläche verteilt werden und das Einsinken der Schalung dadurch verhindert wird.

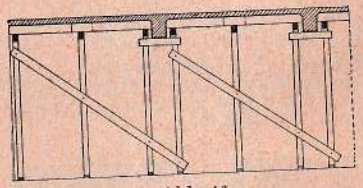


Abb. 16.

c) Holzbedarf für die Einschalung. Auf 1 m Steife kommt

bei	8	9	10	11	12 cm Mitteldicke
	0,0050	0,0064	0,0079	0,0095	0,0113 m³

An kurzen Brettstücken entfällt auf jede Steife unter der Annahme, dafs die Hälfte derselben gestofsen ist $(2 + \frac{1}{2} \cdot 3) \cdot 0{,}70 \cdot 0{,}12 = 0{,}3$ m², aufserdem zwei Keile.

Für 1 m² Deckenschalung werden gebraucht:

Lange Bretter	1,00 m² . 0,03	=	0,0300 m³
Kurze Bretter an den Steifen	0,33 „ . 0,03	=	0,0100 „
Lange Kanthölzer als Rahmen	$^2/_3$ m . 0,08 . 0,12	=	0,0064 „
Kürzere Kanthölzer als Biegen	$^4/_3$ „ . 0,08 . 0,12	=	0,0128 „

Auf 1 m² Decke Holzbedarf ohne Steifen 0,0692 m³, rd. 0,07 m³.

Der Holzbedarf für 1 m Balken kann wie folgt angenommen werden, und zwar als Zuschlag zu der durchzurechnenden Deckenplatte

	Querschnitt		
	30 × 25	50 × 28	65 × 28
lange Bretter	0,96 m²	1,36 m²	1,66 m²
kurze Bretter zu Laschen	0,20 „	0,30 „	0,35 „
insgesamt	0,035 m³	0,050 m³	0,060 m³.

Allgemein: Schalungsbedarf in m² bei Balken als Zuschlag zur Decke = Abwicklung mal 1,35 bis 1,25.

Der Schalungsbedarf bei Säulen beträgt

	Querschnitt		
	30 × 30	50 × 50	70 × 70
lange Bretter	1,32 m²	2,12 m²	2,92 m²
kurze Bretter	0,78 „	1,13 „	1,45 „
insgesamt	2,10 m²	3,25 m²	4,37 m²
in m³	0,063 m³	0,098 m³	0,131 m³

Allgemein: Schalungsbedarf bei Rechtecksäulen in m² = Abwicklung mal 1,75 bis 1,55.

Die Länge der Steifen beträgt bei Deckenplatten: Lichte Höhe bis Unterkante Decke abzügl. 30 bis 35 cm (je nach Dicke der Kanthölzer), desgl. bei Balken: lichte Höhe bis Unterkante Balken weniger 20 cm.

d) Holzverlust. Man kann annehmen, dafs Bretter dreimal, Kanthölzer 8 mal, Steifen 12 mal verwendet werden können. Der Holzverlust auf 1 m² Deckenschalung berechnet sich bei 3,20 m lichter Geschofshöhe und 10 cm Mitteldicke der Steifen wie folgt:

Bretter	0,010 m³ : 3	= 0,0133 m³
Kanthölzer . . .	0,0192 m³ : 8	= 0,0024 „
Steifen	2,90 . 0,0079 : 12	= 0,0019 „
	Verlust insgesamt	= 0,0176 m³.

VI. Eisen und seine Verarbeitung.

Das Eisen mufs den Mindestforderungen der Normalbedingungen für die Lieferung von Stahlbauwerken DIN 1000 genügen. Bei Rundstahl St 37 muß die Zugfestigkeit mindestens 3700 kg/cm² betragen; bei hochwertigem Betonstahl liegt sie im allgemeinen zwischen den Grenzen 5000 bis 6400 kg/cm² bei mindestens 20 vH Bruchdehnung und 3500 kg/cm² Streckgrenze. Beide Eisensorten müssen die Kaltbiegeprobe erfüllen, d. h. ein Stab vom Durchmesser δ mufs sich kalt um einen Dorn vom Durchmesser $2\,\delta$ um 180° herumbiegen lassen, ohne an der Zugseite Risse zu erhalten (Abb. 6). Gezogene Eisen müssen immer Endhaken besitzen, deren Krümmungshalbmesser im Lichten mindestens $2{,}5\,\delta$ sein mufs. Alle anderen Biegungen sollen einen lichten Krümmungshalbmesser von mindestens $5\,\delta$ haben. Zugeisen können gestofsen werden durch Spannschlösser, bei Eisendicken bis zu 25 mm durch Ueberdecken mit Rundhaken an den Enden, wobei die Ueberdeckungslänge bei St 37 die 40fache, bei hochwertigem Betonstahl die 50fache Eisendicke erreichen mufs. Trageisen in Zuggliedern dürfen auf diese Weise nicht gestofsen werden. Geschweifste Stöfse von Rundeisen sind mit elektrischer Widerstandsstumpf-

schweifsung herzustellen. Solche Eisen dürfen an der Stofsstelle mit 80 vH ihres Querschnittes in Rechnung gestellt werden. Der Verlust von 20 vH kann durch Zulageeisen mit Endhaken ausgeglichen werden. Höhere Ausnutzung der Stofsstellen ist zulässig, wenn höhere Festigkeit der geschweifsten Eisen durch Versuche nachgewiesen wird. Liegt die Zugseite eines geknickten Stabes an der einspringenden Ecke, so dürfen die Zugeisen wegen der Gefahr des Streckens dem Knick nicht folgen. Es müssen vielmehr sich kreuzende Eisen angeordnet werden. Betondeckung der Eisen in Platten 1 cm, der Bügel in Säulen und Balken 1,5 cm, bei Bauten im Freien 0,5 cm mehr. In Ausnahmefällen bei erhöhter Rostgefahr kann Vergröfserung des Deckungsmafses auf 4 cm baupolizeilich gefordert werden.

Zum Schneiden und Biegen verwendet man Maschinen, die die Bearbeitung des Eisens im kalten Zustande gestatten. Die Verteilungseisen müssen mit den Deckeneisen durch Bindedraht verknüpft werden, ebenso die Bügel mit den Längseisen der Säulen und Balken. Auf 1 m Deckenbreite sind als Verteilungseisen mindestens 3 ∅ 7 mm zu legen, die sich an den Enden um 50 cm übergreifen und auch Endhaken besitzen sollen. Die gleiche Eisenmenge müssen die Druckplatten von Rippendecken enthalten. In Balken und Plattenbalken müssen immer Bügel angeordnet werden. Zur Verbindung übereinanderstehender Eisenbetonsäulen greift ein Teil der Säuleneisen des unteren Geschosses mindestens 40 cm in das obere ein.

VII. Herstellen und Einbringen des Betons.

Die Bedeutung zweckmäfsiger Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe ist unter II. bereits behandelt worden. Im allgemeinen müssen in 1 m³ fertigem Beton 300 kg Zement enthalten sein („Deutsche Best. 1932" A, § 8). Für Bauteile von Hochbauten, die dem Einflufs von Feuchtigkeit und Witterung entzogen sind, genügen 270 kg. Liegt die Sieblinie des Sandes zwischen den Linien *A* und *B* des Bildes 1 und die des Zuschlaggemisches zwischen den Linien *D* und *E* des Bildes 2 der „Deutschen Best. 1932" A, § 7, 2b (s. I. Teil), so beträgt der Mindestgehalt an Zement in Hochbauten:

für Bauteile, die der Witterung und Feuchtigkeit ausgesetzt sind . . . . . 270 kg/m³
für die übrigen Bauteile . . . . . 240 „

Der bewehrte Beton von Brücken mufs immer 300 kg je m³ Beton enthalten.

Zu 1 m³ Beton benötigt man aufser Wasser und Zement 1,200 bis 1,250 m³ Kiessand oder 1,300 bis 1,350 m³ (Kiessand + Steinschlag). Bei gröfseren Ausführungen bestimme man durch Messung die Zusammenstampfung (Eingang) wie folgt: man mischt 3 Karren = 225 l (Kiessand + Steinschlag) mit 1 Sack = 50 kg Zement und dem erforderlichen Wasser. Nun stampft oder giefst man dieses Gemenge in eine Pfeilerschalung von etwa 30 × 30 cm Querschnitt und stellt durch Messung fest, bis auf welche Höhe der Kasten vom Beton gefüllt wurde. Wenn diese Höhe zu 1,95 m festgestellt wäre, erhält man die gesuchte Verhältniszahl zu

$$\frac{0{,}225}{0{,}30^2 \cdot 1{,}95} = 1{,}28,$$

d. h. zu 1 m³ festem Beton werden aufser Zement und Wasser 1,28 m³ (Kiessand + Steinschlag) benötigt. Ein m³ dieses geprüften Betons enthält an Zement

$$\frac{50}{0{,}30^2 \cdot 1{,}95} = 285 \text{ kg}.$$

1 m³ loses Zuschlagsgemenge (Kiessand + Steinschlag) enthält

$$285 : 1{,}28 = 50 : 0{,}225 = 223 \text{ kg Zement}.$$

Dabei werden Kiessand und Feinschlag immer ungemischt, also jeder Stoff für sich allein gemessen.

Bei Verwendung von **Gufsbeton**, der sich in geneigten Rinnen vom Giefsturm zur Verwendungsstelle bewegt, mufs durch entsprechende Rinnenneigung Entmischung verhindert werden. Da die Würfelfestigkeit des Betons mit Zunahme des Wasserzusatzes abnimmt, mufs bei Gufsbeton auf zweckmäfsige Kornzusammensetzung erhöhte Aufmerksamkeit verwendet werden. Dem Bauführer und den Polieren mufs auf das dringendste eingeschärft werden, keinen Tropfen Wasser mehr zuzusetzen, als unbedingt nötig ist. Der etwas geringeren Betondruckfestigkeit des flüssigen Betons steht der Vorteil gegenüber, dafs die Bildung von Nestern nicht eintritt und dafs die Eiseneinlagen eine sichere Betonumschliefsung und damit einen zuverlässigen Rostschutz erhalten.

Zum Mischen des Betons soll man mit Ausnahme von ganz kleinen Baustellen immer Maschinen verwenden, weil dadurch an Zeit gespart wird und weil der Beton besser wird. Die Berliner Mischmaschinenversuche 1928 haben erwiesen, dafs es nicht notwendig ist, das Mischgut in der Maschine zunächst trocken vorzumischen. Es genügt, das Mischgut der Mischmaschine gleichzeitig mit dem Mischwasser zuzuführen und die Mischdauer auf 75 Sekunden zu beschränken. Wird ausnahmsweise mit Hand gemischt, so ist das Gemenge nach den „Deutschen Best. 1932" A, § 8, 4b auf dichtschliefsender Pritsche oder auf fester Unterlage zunächst dreimal trocken, dann unter allmählichem Wasserzusatz so lange durchzuschaufeln, bis sich ein gleichfarbiges Gemenge ergibt.

Hochwertiger Zement hat vor gewöhnlichem Handelszement die raschere Anfangserhärtung und meist auch höhere Endfestigkeit voraus. Beton aus hochwertigem Zement darf deshalb höher beansprucht und früher ausgeschalt werden. Es hat sich nun gezeigt, dafs schon bei niedrigsten Tagestemperaturen von + 3 bis + 5° der Vorzug der raschen Anfangserhärtung bei manchen hochwertigen Zementen völlig verloren geht. Deshalb ist bei Bestimmung der Ausschalungsfristen in den kritischen Monaten November bis März grofse Vorsicht dringend geboten.

Wenn angängig, betoniere man Platten und Unterzüge einer aufgelösten Plattenbalkendecke in einem Zuge ohne längere Arbeitspause. Ist eine solche nicht zu vermeiden, so mufs vor Wiederaufnahme des Betonierens der ältere Beton aufgerauht werden. Die losen Teilchen sind zu entfernen. Dann müssen die Anschlufsflächen einen Ueberzug von hinreichend fettem Mörtel erhalten, der noch nicht abgetrocknet oder erstarrt sein darf, wenn der frische Beton eingebracht wird. — Unverarbeiteter Beton darf bei trockenem und warmem Wetter höchstens eine Stunde, bei nassem und kühlem Wetter höchstens zwei Stunden liegenbleiben. Bei Gufsbetonkörpern, die in grofser Dicke ohne Unterbrechung geschüttet werden, sondert sich auf der Oberfläche des Betonkörpers eine dünne Schlammschicht ab, die bei Beendigung des Schüttens sofort sorgfältig beseitigt werden mufs. Bei Gufsbeton-Ausführung vermeide man Arbeitsunterbrechungen in Höhe der Säulenköpfe, weil dort eine dünne Schlammschicht besonders gefährlich werden kann. Man giefse deshalb Säulen, Unterzüge und Decken in einem Arbeitsgange.

Bei Frost empfiehlt sich das Anwärmen des Mischwassers und der Zuschläge, die keinesfalls im gefrorenen Zustande verarbeitet werden dürfen[1]). Es sind Vorkehrungen zu treffen, dafs die Temperatur des abbindenden und erhärtenden Betons in den ersten 72 Stunden nicht unter + 2° sinkt. Mit welchen Mafs-

[1]) Näheres s. Böhm, Betonieren bei Frost, 2. Aufl., Berlin 1935, Wilh. Ernst & Sohn; Kleinlogel, Winterarbeiten im Beton- und Eisenbetonbau, Berlin 1932, Wilh. Ernst & Sohn.

nahmen dies erreicht wird, hängt von den Besonderheiten des einzelnen Baufalles ab. An gefrorene Bauteile darf nicht anbetoniert werden. Fertige Deckenflächen sind durch Abdecken vor Zugluft und Kälte zu schützen. Bisweilen friert eine obere dünne Schicht ab, die durch guten Beton ersetzt werden mufs.

Gröfster Wert ist auf sachgemäfse Nachbehandlung des frischen Betons zu legen. Er mufs je nach Jahreszeit und Witterung ein bis zwei Wochen möglichst feucht gehalten werden. Sonnenbestrahlung wirkt ungünstig auf frischen Beton. Schwinderscheinungen werden vermindert, wenn die frischen Eisenbetondecken bald nach dem Abbinden mit einer feuchten Sandschicht bedeckt werden. Besonders nötig ist eine zweckmäfsige Nachbehandlung des Betons bei Betonstrafsen.

VIII. Schalungsfristen.

Der Gefahrengrad beim Ausschalen ist um so kleiner, je gröfser die rechnungsmäfsige Nutzlast einer Decke ist. Er ist am gröfsten bei Dächern, die nur unerhebliche Nutzlasten erhalten. Bei günstiger Witterung (niedrigste Tagestemperatur über 5°) gelten als Ausschalungsfristen

	Stützen, Pfeiler u. Balkenseiten	Deckenplatten	Balkenböden u. weitgespannte Decken
bei Handelszement . .	3 Tage	8 Tage	21 Tage
bei hochwert. Zement	2 „	4 „	8 „

Die vorstehenden Fristen müssen bei kühler Witterung verlängert werden, bei Frostperioden um deren Dauer. Einige Steifen — sogen. Notstützen — müssen über die genannten Fristen hinaus stehenbleiben, und zwar bei Handelszement noch 14 Tage, bei hochwertigem Zement noch 8 Tage. Die Entscheidung, ob ausgeschalt werden darf, soll den Polieren nicht überlassen werden. Dies ist Aufgabe des verantwortlichen Bauleiters, der sich vorher durch gründliche Prüfung Gewifsheit über den Erhärtungszustand des Betons verschaffen mufs. In den Wintermonaten kann die Baupolizeibehörde die Ausschalungsfrist vom Prüfungsergebnis von Würfeln oder Probebalken abhängig machen. Dafs die raschere Anfangserhärtung des hochwertigen Zementes bei Temperaturen wenig über Null bisweilen nicht mehr eintritt, und dann frühere Ausschalung als bei Handelszement nicht möglich ist, wurde oben bereits hervorgehoben [1]).

IX. Lichtleitungen, Transmissionen.

Die Kosten für das Verlegen der Installationen lassen sich erheblich ermäfsigen, wenn die zugehörigen Pläne so rechtzeitig fertiggestellt werden, dafs die nötigen Vorkehrungen schon beim Betonieren der Geschofsdecken eines Hochbaues getroffen werden können. Für Lichtleitungen können nach Fertigstellung der Schalungen, aber vor Beginn des Eisenlegens, Isolierrohre verlegt und umstampft werden. An Stelle der Isolierrohre kann

Abb. 17.

Abb. 18.

[1]) Vgl. Leitsätze für die Bauüberwachung im Eisenbetonbau des Deutschen Beton-Vereins 1936; ferner Klett-Hoffmann, Ratgeber für Bauführer und Poliere, 3. Aufl., Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn; Spetzler-Möhle, Die Baukontrolle beim Gufsbeton, Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.

man Dreikantleisten aufnageln, die nach dem Ausschalen entfernt werden; in den Aussparungen liegen die Leitungen unter Putz. Sollen die Lichtleitungen sichtbar verlegt werden, so kann man zu ihrer Befestigung in die Decke konische Leistenstücke einbetonieren, die in der Decke verbleiben.

Abb. 17 u. 18 zeigen Vorkehrungen zur Befestigung leichter Transmissionen an Deckenplatten, Abb. 19 einen Nebenbalken mit kleinen seitlichen Konsolen, auf denen Hölzer zur Aufnahme der Transmissionen

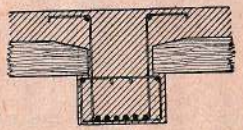
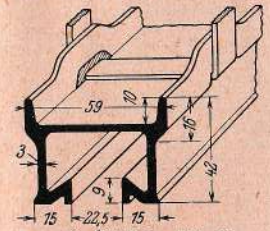


Abb. 19.



Profil 59/42 Abb. 20.

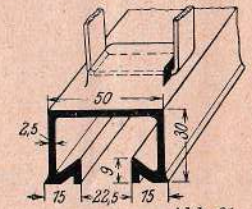


Abb. 21. Profil 50/30 Halfeneisen.

gelegt werden können. Die gleiche Aufgabe erfüllen Ankerschienen verschiedener Bauart (Abb. 20 u. 21), deren Profillangaben im I. Teil zu finden sind. Wenn diese Ankerschienen in der Zugzone der Balken liegen, dürfen sie mit der Hälfte ihres Querschnittes der Zugbewehrung F_e des Balkens zugerechnet werden.

X. Dehnungsfugen [1]).

Die Zahl der in einem Bauwerk nötigen Trennungsfugen richtet sich nach der Gröfse der möglichen Temperaturschwankungen. Bei Stützmauern ist es ratsam, die einzelnen Abschnitte nicht länger als 10 bis 12 m zu machen. Man bildet hier die Fuge mit Nut und Falz mit Zwischenlage einer Teerpappschicht aus (Abb. 22).

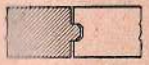


Abb. 22.

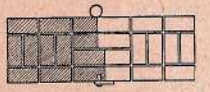


Abb. 23.

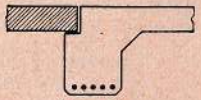


Abb. 24.

Im Hochbau sind Dehnungsfugen in Abständen von 30 bis 40 m anzuordnen. Ihre Lage ist von Bedeutung für den Arbeitsfortgang. Es wird oft der Fehler begangen, dafs die Fuge zwar durch Decken und Innensäulen, nicht aber durch die vor der Fuge liegenden Mauerpfeiler geführt wird. Die Folge ist, dafs die Fuge entweder nicht arbeitet oder dafs der Schaft zerrissen wird; meist geschieht das letztere. Abb. 23 zeigt eine zweckmäfsige Anordnung einer Fuge im Mauerschaft. Längs der Fuge werden die Ziegel ohne

[1]) Vgl. auch Kleinlogel, Bewegungsfugen, Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn.

Mörtel stumpf aneinander gesetzt. Um die meist sichtbar werdende Fuge zu verdecken, ordne man äufserlich ein Abfallrohr, inner-

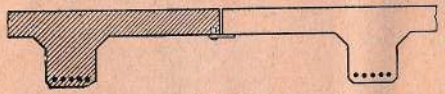


Abb. 25.

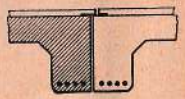


Abb. 26.

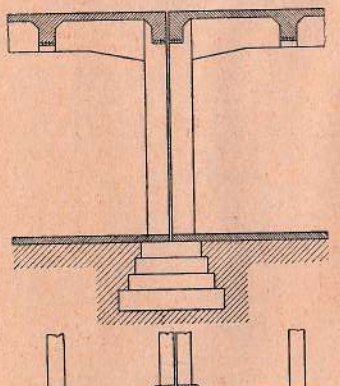


Abb. 27.

lich eine nur einerseits befestigte Deckleiste aus Flacheisen oder Holz an.

Gleitfugen (Abb. 24) sind nicht ratsam, weil sie meist infolge der grofsen Reibung nicht arbeiten. Bei kleinen Spannweiten kann die Fuge in ein Feldmittel gelegt werden (Abb. 25). Besser ist es, einen geteilten Balken auszuführen (Abb. 26). Die Teilung der Fundamente ist aus statischen Gründen unzulässig (Abb. 27). Beim Putzen der Unteransichten schneide man die Fuge in den Putz ein. Man achte ferner darauf, dafs die Fuge durch den Deckenbelag geführt wird, bei guten Ausführungen unter Benutzung von Profileisen nach Abb. 26.

Bei unregelmäfsigem Grundrifs mit Flügeln lege man Fugen in die einspringenden Ecken[1]).

Besonders grofs ist die Rifsgefahr in Eisenbetonsimsen von Hochbauten und in ausgekragten Brückentafeln, weil solche Bauteile der Sonnenbestrahlung sehr stark ausgesetzt sind. In solchen Bauteilen ordne man deshalb in Abständen von 6 bis 10 m Fugen an, die von Aufsenkante Sims etwa 0,75 m ins Bauwerk hineingreifen.

XI. Sondervorschriften aus der 2. amtlichen Ausgabe der Anweisung für Mörtel und Beton.

Die Anweisung für Mörtel und Beton (AMB) gilt seit dem 25. Mai 1936 für die Bauten der Deutschen Reichsbahn und der Reichsautobahnen. Im folgenden werden einige besonders wichtige Vorschriften auszugsweise mitgeteilt. Die Nummern der §§ und die Seitenzahlen beziehen sich auf die AMB.

a) Korngröfse. § 15, 7 S. 19. Für Eisenbetonbauteile soll die Korngröfse 30 mm nicht überschreiten; bei feingliedrigen Bauteilen mit dichter Bewehrung kann sie vermindert, bei massigen Bauteilen mit weitliegender Bewehrung kann die Korngröfse erhöht werden.

[1]) Dehnungsfugen im Staumauerbau vgl. Kap. Wehre und Staumauern, B.-K. 1931, II. Teil, S. 422.

b) Anforderungen an die Körnung. § 21, S. 25. Bei allen Eisenbetonbauten, Brücken, Widerlagern, Pfeilern und bei anderen Betonbauten, an deren Dichtigkeit, Festigkeit oder Aussehen besondere Anforderungen gestellt werden, müssen die Zuschlagstoffe getrennt nach den Körnungen 0 bis 3 mm, 3 bis 7 mm, über 7 mm angeliefert, gelagert und beim Mischen zugegeben werden. Die Sieblinien des Sandes allein (0 bis 7 mm) und des Gemenges aller Zuschlagstoffe müssen im Bereich der „besonders guten" Körnung liegen (AMB S. 24).

c) Abmessen der Bestandteile des Betons. § 22, S. 26/27. Der Zement mufs nach Gewicht möglichst in vollen Säcken zu 50 kg zugesetzt werden. Zementmengen, die von 50 kg abweichen, müssen abgewogen werden. Bei den Zuschlagstoffen genügt es in der Regel, deren vorgeschriebene Gewichtsmenge in ein Mefsgefäfs einzufüllen und die Füllhöhe durch eine Eichmarke festzulegen, damit die Zuschlagstoffe bei den einzelnen Mischgängen nach dem so festgelegten Raummafs zugemessen werden können. Ausgetrockneter Sand mufs vor dem Abmessen angenäfst werden. Die Menge des Mischwassers ist durch die selbsttätige Abmefsvorrichtung an der Mischmaschine zu regeln; die Wassermenge ist der Eigenfeuchtigkeit der Zuschlagstoffe anzupassen. Der Beton mufs dauernd gleiche Steife besitzen. Das Steifemafs ist wiederholt nachzuprüfen. Nachträgliche Wasserzugabe zum fertig gemischten Beton ist verboten. Zum Abmessen der Zuschlagstoffe ist für jede getrennt angelieferte Körnung ein besonderes Mefsgefäfs zu verwenden.

Bei besonders hohen Anforderungen (z. B. bei Mindestfestigkeiten von $W_{b\,28} \geqq 300$ kg/cm²) dürfen die Zuschlagstoffe bei den einzelnen Mischgängen nicht nach Raummafs abgemessen werden; sie müssen vielmehr einzeln abgewogen werden.

d) Maschinelles Mischen des Betons. § 23, S 28/29. Trocknes Vormischen des Bindemittels mit den Zuschlagstoffen ist nicht erforderlich. Mischzeit im allgemeinen 1 bis 1,5 Minuten, gerechnet vom Zeitpunkt der Stoffzugabe einschl. Wasser bis zum Beginn der Mischtrommel-Entleerung. Die Wasserabmefsvorrichtung soll auf ± 3 vH genau sein. Während des Mischens darf aus der Mischtrommel keine Zementbrühe verlorengehen.

e) Verarbeiten des Betons. § 24, S. 29. Wegen der Gefahr des Entmischens soll der Beton nicht frei fallen; er soll möglichst nicht über Rutschen, sondern durch Fallrohre gefördert werden. Er mufs gut und gleichmäfsig verdichtet werden und die Schalung satt ausfüllen.

f) Nachbehandlung des Betons. § 29, S. 31, § 33. 1 S. 35. Der eingebrachte Beton ist während der ersten Zeit des Erhärtens gegen schädigende Einflüsse infolge Hitze, Wind, Kälte, strömenden Wassers, chemischer Angriffe und Erschütterungen zu schützen. Der Beton ist je nach der Witterung 8 bis 14 Tage lang dauernd feucht zu halten. Bei Hitze kommen zur Abschirmung Sonnendächer in Betracht.

g) Schalung. § 31, S. 32. Wo es auf gutes Aussehen der Sichtflächen ankommt, ist die Schalung aus scharfkantigen und unbeschädigten, gespundeten oder überblatteten, mindestens 24 mm dicken Brettern sorgfältig zusammenzufügen und abzusteifen. Bei Sichtflächen, die nicht bearbeitet werden, ist die gespundete oder überblattete Schalung außerdem zu hobeln. Die Brettfugen der Schalung sind so anzuordnen, dafs sie das Aussehen des Bauwerkes nicht beeinträchtigen, z. B. bei Pfeilern und Widerlagern waagerecht, bei Gewölben nach dem Krümmungsmittelpunkt gerichtet.

Durchgehende Rödeldrähte sind verboten. Dafür sind Schrauben in Hülsen vorgeschrieben, die im Beton verbleiben.

h) Beton an Sichtflächen. § 31, S. 32, 33. Beton an Sichtflächen mufs mindestens so viel Wasser enthalten, dafs er beim Verdichten weich und geschlossen wird. Sofern aus statischen Gründen keine höheren Werte erforderlich sind, mufs 1 m³ Beton an Sichtflächen mindestens 200 kg Zement enthalten; $W_{b\,28}$ mufs mindestens 160 kg/cm² betragen. Reicht für das Bauwerk aufser den Sichtflächen ein Beton von geringerer Güte aus, so mufs der bessere Sichtflächenbeton in 40 cm Dicke als Vorsatzbeton eingebracht werden. Putz als Verbesserung von Betonsichtflächen im Freien ist unzulässig.

i) Steinmetzmäfsig bearbeiteter Beton. § 31, S. 33. Betonflächen dürfen scharriert, gespitzt, gestockt oder geprellt werden. Der Sandanteil des zu bearbeitenden Betons darf höchstens 50 Gewichtsprozente der Zuschlagstoffe betragen. Vor der Bearbeitung müssen alle Bewehrungseisen 5 cm Betondeckung aufweisen. Der Beton mufs bei der Sichtflächenbearbeitung mindestens 4 Wochen alt sein.

k) Eisen. § 57, S. 56. Die Eisenstäbe sind sauber und nicht unmittelbar auf dem Erdboden zu lagern. Das Zusammenschweifsen von Bewehrungseisen darf nur von geprüften Schweifsern mittels elektrischer Widerstandsschweifsung vorgenommen werden.

l) Dehnungsfugen. § 33, S. 35. Bei Stützmauern soll der Abstand der Dehnungsfugen höchstens 10 m betragen.

m) Baustoffprüfungen. Die Güte des Betons ist vor Baubeginn durch die Eignungsprüfung, während des Baues durch Güteprüfung und Erhärtungsprüfung nachzuweisen (§ 37, S. 39).

Die Güteprüfung zu je 3 Würfeln soll für jeden wichtigen Bauteil, im übrigen für je 100 m³ bewehrten Beton und für je 200 m³ unbewehrten Beton durchgeführt werden. Zur ersten Güteprüfung und zur Erhärtungsprüfung gehören je 6 Würfel (§ 60 c).

Bei der Eignungsprüfung soll die Würfelfestigkeit im Alter von 28 Tagen um 10 vH gröfser sein als die geforderte Festigkeit $W_{b\,28}$.

Werden die Würfel im Alter von 7 Tagen geprüft, so soll bei Verwendung von gewöhnlichem Zement $W_{b\,7} = 0{,}7\ W_{b\,28}$, bei Verwendung von hochwertigem Zement $W_{b\,7} = 0{,}8\ W_{b\,28}$ (§ 69, b 12).

Jede Zementlieferung mufs vor der Verwendung geprüft werden (§ 53, 1 S. 49).

An den Bewehrungseisen müssen Faltversuche vorgenommen werden, und zwar sollen auf 200 Stäbe 5 Proben kommen, auf jede Eisendicke mindestens 2 (§ 57, S. 56).

Steifeprüfungen des Betons müssen mindestens täglich einmal vorgenommen werden (§ 58, b 1).

In wichtigen Fällen soll die im frischen Betongemenge enthaltene Wassermenge durch Trocknen einer Betonprobe festgestellt werden (§ 58, d 1).

Enthält ein Zuschlagstoff über 2 vH abschlämmbare Stoffe, so mufs seine Eignung durch Betonfestigkeitsversuch belegt werden. Beträgt die abschlämmbare Menge mehr als 3 vH, so ist der Zuschlagstoff ohne Waschen im allgemeinen als unbrauchbar anzusehen (§ 68, 2 letzter Absatz).

Grundbau[1]).

Bearbeitet von Oberbaudirektor i. R. Dr.-Ing. E. Lohmeyer, Berlin.

A. Baugrund.

1. Bodenarten.

Die Mächtigkeit der Erstarrungskruste der Erde wird mit 30 bis 120 km angegeben. Gröfste Gründungstiefe heute etwa 57 m. Tiefstes Bohrloch 2310 m.

Den Baugrund bilden die Gesteine, als **Fels** unverwittert und in ursprünglicher Lage, als **Boden** der verschiedensten Beschaffenheit durch die Naturkräfte verwittert: durch Sonne, Frost und Pflanzen gesprengt, im Wasser gelöst, chemisch verändert, durch strömendes Wasser, Eis (Gletscher) und Wind fortgetragen, zerkleinert, abgelagert und in unaufhörlichem Wechsel erneut weiterbefördert und abgelagert.

Als Baugrund unterscheidet man:

Fels. Bei genügender Mächtigkeit und ungefähr waagerechter Schichtung bester Baugrund. Lose, verwitterte Teile sind abzuräumen, Spalten zu schliefsen. Das Bauwerk ist auf den frischen, unverwitterten, „gewachsenen" Fels zu setzen. Vorsicht bei Gesteinen, die im Wasser veränderlich: bei Gips, Anhydrit, Salzen, auch bei Kalksteinen und Dolomiten; bei letzteren besteht im allgemeinen nur Gefahr, wenn Druckwasser die Spalten und Hohlräume auswaschen kann. Vorsicht bei stark geneigten Schichten, bei Schieferung des Felsens (Tonschiefer) und bei Auflagerung des Felsens auf Tonschichten, weil sich Gleitflächen bilden können.

Gebirgsschutt, Geröll, Schotter, Kies, Sand. Bezeichnung je nach Korngröfse. Die einzelnen Körner haften nicht aneinander, rolliger, nicht bindiger Boden. Dichte der Ablagerung wechselt stark, dsgl. Nachgiebigkeit unter Belastung. Beschaffenheit meist um so gleichmäfsiger, je feiner das Korn. Sand (Korngröfse 0,2 bis 2 mm) besteht überwiegend aus Quarz, bisweilen Glimmer als Beimengung, dsgl. Ton oder braunes Eisenhydroxyd. Reiner, gleichmäfsig festgelagerter Kies oder Sand ist guter Baugrund. Sehr feiner, wassergesättigter Sand (Schwimmsand) ist unter einseitigem Strömungsdruck beweglich, zumal wenn er die Möglichkeit der Raumvergröfserung hat (Vorsicht beim Anschneiden solcher Schichten, besonders unter Wasserhaltung), aber ungefährlich, wenn er nicht ausweichen kann. Bei Kies- und Sandboden ist bei Wasserhaltung der Entnahmebrunnen oder der Pumpensumpf so abzufiltern, dafs das geförderte Wasser dem Boden keine feinen Sandteile entzieht.

Tonboden, Schlamm, (in den Marschen **Klei** und **Schlick**). Besteht aus den feinsten Bodenteilchen bis hinab zu den eigentlichen Bodenkolloiden, deren Korngröfse etwa 0,002 bis 0,000 02 mm. Zustand (Konsistenz) abhängig vom Wassergehalt: dünn- bis zähflüssiger Schlamm, bildsamer (plastischer) und fester Ton. Reiner (fetter) Ton fühlt sich fettig an, magerer Ton enthält sandige und schluffige (Korngröfse des Schluffes 0,002 bis 0,02 mm) Beimengungen und fühlt sich rauh an. Durch Beimengungen gefärbt: blaugrün (Pflanzenstoffe, Eisenoxydul), braun (Braunkohle), schwarz (Kohle), grau (Graphit). Tonboden gibt unter Belastung Wasser ab und wird dadurch dichter. Da das Wasser infolge der geringen Durchlässigkeit des Tons (kleinste

---

[1]) Brennecke-Lohmeyer. Der Grundbau. 4. Aufl., I. Bd. 1927, II. Bd. 1930, III. Bd. 1934. Berlin. Wilh. Ernst & Sohn. — Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., IV. Bd., Stützmauern, Grundbau, Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

Hohlräume) nur langsam entweicht, dauern die Senkungen unter Bauwerkslasten oft jahrzehntelang. Bei Entlastung schwillt der Ton unter Wasseraufnahme. Austrocknender Tonboden schwindet und reifst, daher ist Ton als Baugrund vor Austrocknen zu schützen. Gehalt an Schutzkolloiden (Humusstoffen oder Natriumsalzen) erhöht die Wasserbindung der Tone, an Elektrolyten (Kalk), die die Kolloide ausfällen, setzt sie herab. Wassergehalt in der Natur aufserdem bestimmt vom Alter der Ablagerung und der Last der über ihr liegenden Schichten. Festigkeit der Tone scheint von Form der feinsten Teilchen (Schuppenform, blättrige, stenglige und gedrungene Form) abzuhängen.

Lehm. Mit Sand vermischter Tonboden, enthält meistens Schluff und Beimengungen von Glimmer, Kalk und Eisenoxyd. Farbe gelb bis braun. Nicht bildsam (plastisch).

Letten. Bezeichnung nicht einheitlich. Zäher Ton, durch kieselsäurehaltiges oder kalkhaltiges Sickerwasser teilweise verfestigt (Septarienbildung) oder auch zäher Verwitterungslehm feldspatreicher kristalliner Gesteine, in dem das ursprüngliche Gestein noch zu erkennen (besonders Kluftfüllungen).

Mergel. Kalkhaltiger Ton (z. B. diluvialer Geschiebemergel).

Tegel. Unreine, gleichmäfsige, meist geschichtete Tone von blauer, grauer bis grüner Farbe.

Mutterboden, Moorboden, Torf sind kein Baugrund, im allgemeinen darf man Bauwerke nicht auf sie aufsetzen.

Die Untersuchung des Bodens nach den Grundsätzen der neueren Bodenlehre gestattet Schlufsfolgerungen auf die Tragfähigkeit der verschiedenen Bodenarten und die voraussichtlichen Setzungen der Bauwerke[1]). Untersucht werden Korngröfse, Kornform, Kornverteilung (durch Sieben und Abschlämmen), Hohlraumgehalt, Wassergehalt, Lagerungsdichte, Raumgewicht, Bildsamkeit (Plastizität) der Ton- und Lehmböden (Bestimmung der Fliefs-, Klebe-, Ausroll- und Schrumpfgrenze), Durchlässigkeit, innere Reibung, Zusammendrückbarkeit, elastisches Verhalten, Druck-, Scher- und Haftfestigkeit (Kohäsion) usw. Ausführung der Untersuchungen durch Versuchsanstalten[2]), deren Mitwirkung schon bei der Probeentnahme nötig. Die Bestrebungen, die Bodenarten durch ziffernmäfsige Feststellung ihrer Eigenschaften zu kennzeichnen und sie so in bestimmter Weise einzugliedern, haben zu keinem Ergebnis geführt.

2. Zulässige Belastung.

Belastung des Baugrundes ist so hoch möglich, dafs Setzungen das Bauwerk nicht gefährden. Bei ungleichmäfsigem Baugrund können ungleiche Senkungen entstehen (stets gefährlich). Abhilfe: Unterteilen der Bauwerke in mehrere Abschnitte. Gleichmäfsige Setzungen je nach Art des Bauwerkes bis zu 5 bis 25 mm ungefährlich, oft auch mehr zulässig.

Gröfse der Setzungen abhängig bei Sandboden von Lagerungsdichte und (in viel geringerem Mafse) von Gröfse und Form der Bauwerksohle, bei Tonboden im wesentlichen von dem Mafse, in dem sein Wassergehalt unter Druck abnimmt (lange andauernde Setzungen). Bei Sand und Kies gibt die Lagerungsdichte, bei Ton die Verdichtungsziffer (im Prüfraum zu bestimmen) den wichtigsten Anhalt für das Einschätzen der für bestimmte Bodenpressungen zu erwartenden Senkungen[1]).

[1]) Grundlegend: Terzaghi, Erdbaumechanik, Wien 1925. Franz Deuticke. — Neuere Werke: Fröhlich, Druckverteilung im Baugrunde. Wien 1934, Springer. Terzaghi-Fröhlich, Theorie der Setzung von Tonschichten, Leipzig u. Wien 1936, Franz Deuticke.

[2]) Preufs. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin NW 87, Erdbauabteilung. — Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Technische Hochschule Berlin; — Erdbaulaboratorium der Bergakademie in Freiberg i. Sa. — Versuchsanstalt für Wasserbau und Grundbau der Technischen Hochschule Hannover.

Allgemeine Angaben über die zulässige Belastung des Baugrundes nach Entwurf DIN E 1054:

„I. Allgemeines.

1. Zulässige Bodenbeanspruchungen:

a)	Auffüllungen, alte Schuttablagerungen u. dgl. .	0,5 kg/cm²
b)	abgelagerte Sandschüttung	1,0 „
c)	mäfsig feuchter, fest eingebetteter Sand . . .	1,5 „
d)	fester, feinkörniger Sand, festgelagerter trockener Ton, sowie Kies mit Schichten von geringem Sandgehalt	3,0 „
e)	festgelagerter, grober Sand, Kies, fester trockener Mergel	4,0 „
f)	Fels darf nach Beseitigung der Verwitterungsschicht mit $^2/_3$ der für das betreffende Gestein festgesetzten Druckspannung beansprucht werden (siehe DIN E 1053 I. Abs. 4).	

Bei nicht achsrechter Lastwirkung dürfen die Kantenpressungen $^3/_4$ der vorstehend angegebenen Spannungen nicht überschreiten.

2. Bei tiefliegender Gründungssohle (z. B. bei Pfeiler-, Brunnen- oder Kastengründungen) darf die zulässige Beanspruchung um die Pressung erhöht werden, die durch die über der Bausohle lagernden Bodenmassen ausgeübt wurde.

3. Eine höhere Beanspruchung als die unter Ia bis e festgesetzte ist nur auf Grund von Belastungsversuchen oder ausnahmsweise unter besonderer Begründung zulässig.

Anmerkung: Als zulässige Bodenpressung kann im allgemeinen etwa die Hälfte der Bodenbeanspruchung, die bei einer belasteten Bodenfläche von 900 cm² nach dem Eintreten des Ruhezustandes eine Einsenkung von $\approx$ 1 cm hervorruft, angesehen werden, wobei ein seitliches Hochquellen des Bodens nicht eintreten darf. Das gilt nur bei einigermafsen gleichmäfsiger Belastung. Bei stärkerer ungleichmäfsiger Belastung müssen Zuschläge gemacht werden.

II. Belastungsannahmen und zulässige Spannungserhöhung.

1. Die unter I angeführten zulässigen Beanspruchungen gelten bei gleichzeitiger ungünstiger Wirkung der ständigen Last, der Verkehrslast und der Schneelast; Bremswirkung oder Schrägzug, soweit sie von einem Kran herrühren, Riemenzug u. dgl., die auf den Baugrund übertragen werden, sind der Verkehrslast zuzurechnen.

2. Werden aufser den unter I genannten Lasten die Einwirkung der Windlast und der Bremskräfte von mehr als einem Kran, der Einflufs von Wärmeschwankungen oder auch der des Quellens und Schwindens hölzerner Tragwerke, soweit sie auf den Baugrund übertragen werden, gleichzeitig berücksichtigt, so dürfen die zulässigen Beanspruchungen des Baugrundes um $^1/_{10}$ erhöht werden."

In der Allgemeinen Verfügung Nr. 5 der Preufsischen Wasserbauverwaltung ist vorgeschrieben:

1. für mäfsigen Baugrund, feinen oder unreinen Sand, 2 bis 3 kg/cm²,
2. für guten Baugrund, festgelagerten Kies, groben Sand, festen Ton: 3 bis 5 kg/cm².

[1]) Näheres Scheidig, Bautechn. 1933, S. 143 u. 205.

3. Bodenuntersuchung.

Beschaffenheit und Schichtung des Untergrundes ist durch Aufgraben (Schürflöcher) und Bohrungen festzustellen. Geologische Verhältnisse beachten, bei wichtigen oder gröfseren Bauten eingehend — unter Zuziehung von Sachverständigen — ermitteln. Benachbarte Aufschlüsse beachten. Richtlinien im Erlafs „Bodenproben"[1]) des Preufs. Finanzministers v. 31. 1. 36 (Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben, einheitliche Benennung der Bodenarten und Aufstellung der Schichtenverzeichnisse), bei Bohrungen in allen Einzelheiten unbedingt zu befolgen. Die darin genannten „ungestörten" Bodenproben sind mit besonderem Gerät zu entnehmen: Gerät von Beatty[2]), Burkhardt[3]), A. Casagrande[4]), Ehrenberg[5]) (Preufs. Versuchsanstalt f. Wasserbau u. Schiffbau, Berlin), Olssen[6]) (Schweden).

Tragfähigkeit des Baugrundes wird durch Probebelastungen geprüft, indem man die Senkung von senkrecht belasteten Druckstempeln mifst. Richtlinien des Deutschen Ausschusses für Baugrundforschung[7]). Besondere Bodenprüfer von Buchheim und Heister[8]), Wolfsholz[9]) (Siemens-Bauunion), Fischer[10]) und das bei der Gründung des Schiffshebewerkes Niederfinow[11]) benutzte Gerät. Kegelförmige Druckstempel verwenden Stern[12]), Emperger[13]) und Press[14]). Die Seitenwände des Bohrloches belasten Kögler[15]) (anwendbar bei Bohrlochweiten von 15 bis 20 cm) und Losenhausenwerk, Düsseldorf[16]). Das Verhalten des Bodens unter schwingender Last prüft der „Geodyn" von Müller[17]) (Bauart Maihak, Hamburg) und der Schwingungsprüfer nach Hertwig[18]) der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Bauart Losenhausenwerk, Düsseldorf.

B. Baugrube.

1. Sohle der Baugrube.

Bauwerke auf guten Baugrund aufsetzen, daraus ergibt sich Tiefenlage der Sohle: sie mufs unterhalb der Frostgrenze liegen, in Deutschland 0,80 bis 1 m unter der Erdoberfläche. Der Baugrund unter der Bauwerksohle ist gegen jede Veränderung seiner Lage, besonders gegen Ausspülungen zu schützen (durch Spundwände, Steinschüttungen usw.), aber auch gegen chemische Einflüsse von Wasser und Luft.

2. Einschliefsen der Baugrube.

Böschungsneigung 1 : $^1/_2$ bis 1 : $1^1/_2$ oder flacher, je nach Bodenart. Bei sandigem oder lehmigem, gleichmäfsigem Boden ohne Wasseradern nicht steiler als 1 : $1^1/_2$. Bei mehr als 5 m Tiefe Bermen anordnen.

Bei Platzmangel lotrechte Baugrubenwände, verkleidet durch:

a) Waagerechte Zimmerung. Waagerechte Bohlen, lotrechte Brusthölzer durch Spreizen gegeneinander abgesteift. Bohlen, an den Enden mit Bandeisen benagelt, 4 bis 6 cm dick, bei mehr als 6 m Tiefe und leicht beweglichem Boden nach unten dicker. Spreizen verkeilen oder verstellbare Spreizen verwenden.

[1]) Berlin 1936. Wilh. Ernst & Sohn. Stückpreis 0,60 RM. — [2]) Bautechn. 1932, S. 645. — [3]) Bautechn. 1931, S. 247, u. 1933, S. 14; Schweiz. Bauztg. 1933, Bd. 101, S. 269. — Vertrieb: Dortmund-Hoerder-Hüttenverein in Dortmund, Spundwandabtlg. — [4]) Strafsenbau 1934, S 69, Abb. 4. — [5]) Bautechn. 1933, S. 303. — [6]) Ztrlbl. d. Bauv. 1925, Nr. 32; Bauing. 1930, S. 701. — [7]) Bauing. 1929, S. 821. — [8]) D. Bauztg. 1916, Mitt. S. 167 u. 175. — [9]) Bautechn. 1929, S. 198. — [10]) Z. d. OeIAV 1930, H. 27 bis 32; Bauing. 1932, S. 453. — [11]) Bautechn. 1930, S. 676 u. 686, 1932, S. 87. — [12]) Schweiz. Bauztg. 1925, S. 202. — [13]) Bautechn. 1926, S. 226. — [14]) Bautechn. 1932, S. 391. — [15]) Bauing. 1933, S. 266; Bautechn. 1933, S 207. — [16]) Bauing. 1932, S. 453. — [17]) Bauing. 1931, S. 43 u. 70. — [18]) Bauing. 1931, S. 457 u. 476.

b) Lotrechte Zimmerung. Lotrechte Bohlen, mit Hammer oder Ramme eingetrieben, gefafst durch waagerechte Gurthölzer, die durch Spreizen gegeneinander abgesteift. Anzuwenden bei leicht beweglichem Boden und besonders bei Wasserandrang. Bei feinem Sandboden Bohlen mit etwa 10 cm Ueberdeckung (Stülpwände). Statt hölzerner Bohlen stählerne „Kanaldielen" der auf S. 35 angegebenen Hersteller der Stahlspundwände nach Abb. 1 und nachstehender Tafel. Die Kanaldielen werden in Längen von etwa 2 bis 5 m geliefert. Bei gröfseren Mengen auch in anderen Querschnitten. Teurer als Holz, aber leichter zu rammen und auszuziehen, öfter verwendbar, dichter, erfordern weniger Steifen.

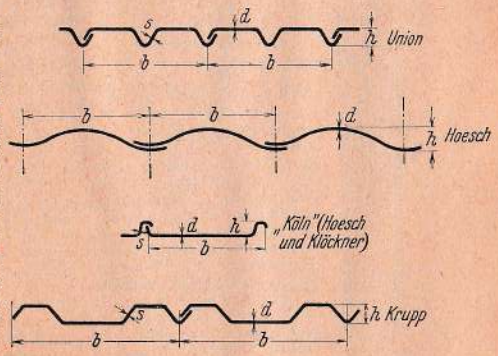


Abb. 1. Kanaldielen (Mafsstab 1: 15).

Bauart	Gröfse	Gewicht für 1 m Bohle	Gewicht für 1 m² Wand	Widerstandsmoment für 1 m Wand	Breite der Bohle Mafs b	Höhe der Bohle Mafs h	Rückendicke der Bohle Mafs d	Stegdicke der Bohle Mafs s
		kg	kg	cm³	mm	mm	mm	mm
Larssen	4	10,8	44,1	27,2	245	35	4	4
	5	12,9	52,7	30,4	245	36	5	4,5
	6	15,0	61,2	34,7	245	37	6	5
Hoesch	D 1	9	36	35,2	250	39	4	—
	D 2	11,5	46	40,5	250	40	5	—
	D 3	13.75	55	45,1	250	41	6	—
Hoesch-Köln	HKM 1	9,24	42	26,8	220	30	4,5	4,5
	HKM 2	10,25	46,6	29,8	220	30	5	5
	HKM 3	11,4	51,8	32	220	31	5,5	5,5
	HKM 4	12,54	57	35,1	220	32	6	6
Klöckner-Köln	—	10,25	46,6	30	220	30	5	5
Krupp	D Ia	12	36	38	330	35	4	4
	D I	15	45	50	330	35	5	5

c) Waagerechte Verschalung zwischen eingerammten Trägern. Entwickelt beim Bau der Berliner Untergrundbahnen, heute meist I 30 in etwa 2 m Abstand, dazwischen nach Abb. 2 befestigte waagerechte Bohlen. Vorteil gegenüber Zimmerung: wenige, aber starke Steifen,

freiere Baugrube; gegenüber Spundwänden: geringere Erschütterung beim Einrammen (Wirkung auf benachbarte Gebäude), preiswerter.

Abb. 2. Baugrubeneinfassung.

d) Hölzerne Spundwände. Dicke ungefähr: bis 3 m Länge 10 cm, 4 m 12 cm, 5 m 14 cm, 6 bis 7 m 16 cm, 8 bis 9 m 18 cm, 10 m 20 cm; je m Mehrlänge 1 cm Dicke mehr. Gröfste Dicke 25 bis 30 cm. Länge bis 20 m. Bohlenbreite 20 bis 35 cm. Spundung rechteckig, seltener keilförmig. Breite von Nut und Feder = 1/3 der Bohlendicke, Höhe der Feder und Tiefe der Nut ebenfalls, aber nicht gröfser als 4 bis 5 cm. Bei Dicken über 26 cm bleibt oft Spundung weg (Pfahlwand). Rammung zwischen Zangen; bei gröfseren Wassertiefen, besonders bei bewegtem Wasser Verwendung eines auf die Sohle des Gewässers abgesenkten Gerüstes (Grundzangen) empfehlenswert. Um Feder zu schonen, stets Nut vorausrammen. Meist verbindet man zwei Bohlen durch Klammern zu einem Rammstück mit gemeinsamem Rammkopf (Schlagring) und gemeinsamer Schneide (Abb. 3). Die Ausbildung der Schneide einer Einzelbohle zeigt Abb. 4. An den Brechpunkten (Ecken) der Spundwände werden stärkere Bundpfähle angeordnet, die zwei Nuten haben.

Abb. 3. Hölzerne Doppelspundbohle.

Dichten im freien Wasser, indem man auf der Wasserseite vor den Fugen Asche, besser Lohe, kienreichen Fichtennadelgrus oder auch Sägespäne, letztere mit grobem Sand, Lehm und pulverförmigem, ungelöschtem Kalk gemischt, herabfallen läfst, so dafs die Fugen sich zusetzen. Gröfsere Lücken vom Taucher mit Holz geschlossen und kalfatert. Bei Pfahlwänden, aber auch bei Spundwänden Dichtung mit geteertem Segeltuch. Lebensdauer: unter Wasser fast unbegrenzt, über Wasser wenige Jahre, bei Anstrich oder Tränkung höchstens 10 bis 15 Jahre.

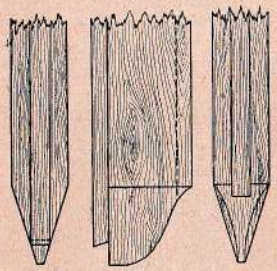


Abb. 4. Spitze einer hölzernen Spundbohle.

e) Stählerne Spundwände. Vorteile: geringer Widerstand beim Eindringen, entsprechend geringere Erschütterung beim Rammen. Wiederausziehen und öfteres Wiederverwenden möglich, können noch im schwersten Boden und bei Hindernissen (Baumstämmen usw.) im Boden verwendet werden; dichter als Holzspundwände. Länge bis 30 m und mehr. Lebensdauer 50 bis 100 Jahre, bei Sonderstahl (z. B. Kupferzusatz) höher. Letzteren wegen der höheren Rostgefahr in säurehaltigem Grundwasser und Meerwasser verwenden. Bei Sandschliff auf der Gewässersohle mechanischer Schutz nötig (übrigens auch bei Holz und Eisenbeton). Anstrich (Asphaltlack) empfehlenswert, soweit nicht Zerstörung beim Einrammen gewifs. Gute Unterhaltung des Anstrichs in der besonders gefährdeten Wasserlinie erhöht die Lebensdauer.

In Deutschland heute gewalzte **wellenförmige stählerne Spundwände:**

1. Bauart Larssen, Dortmund-Hoerder Hüttenverein AG. in Dortmund (Abb. 5), „nietlos" seit 1914;
2. Bauart Hoesch, Hoesch-Kölnneuessen AG. in Dortmund (Abb. 6), seit 1928;

Abb. 5. Larssen III neu.

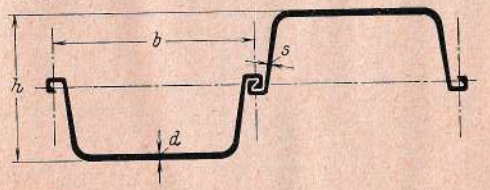


Abb. 6. Hoesch III.

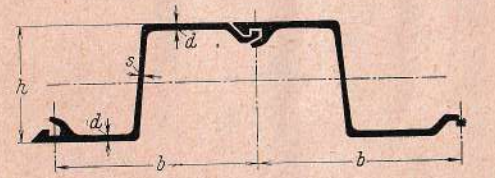


Abb. 7. Krupp III.

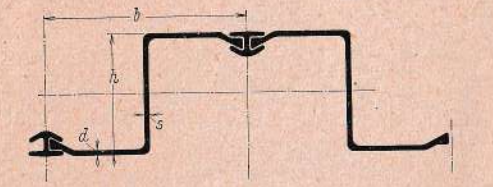


Abb. 8. Klöckner III, daneben Doppelklauenschlofs 3D.

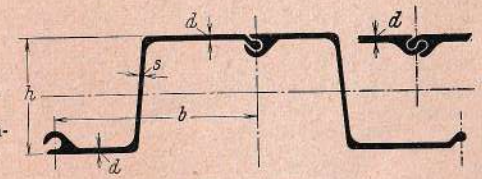


Abb. 5 bis 8. Wellenförmige stählerne Spundwände (in gleichem Mafsstabe).

3. Bauart Krupp, Fried. Krupp AG., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen (Abb. 7), seit 1930;
4. Bauart Klöckner, Klöckner-Werke AG., Georgs-Marien-Werke in Osnabrück (Abb. 8), seit 1931.

Bauart	Gröfse	Gewicht G für 1 m Bohle	Gewicht G für 1 m² Wand	Widerstandsmoment W für 1 m Wand	Güteziffer W/G	Breite der Bohle	Höhe der Wand	Rückendicke der Bohle	Stegdicke der Bohle
						Mafs b	Mafs h	Mafs d	Mafs
		kg	kg	cm³	cm³/kg	mm	mm	mm	mm
Larssen Hoesch	VII	142,6	310	5 000	16,1	460	469	26	14
	VII	131,8	310	5 000	16,1	425	370	24	15
II. Wellenförmige stählerne Spundwände, Sonderformen und Sondergröfsen.									
Larssen, Sonderformen	0a	16,5	47	130	2,8	350	80	4,5	4
	0	15,4	56	121	2,2	275	75	5	5
	Ib	27	76	250	3,3	355	100	6,5	6
	Ia	32,8	82	380	4,6	400	130	7	6
	X	45,9	102	356	3,5	450	145	9,5	9
	Xv	50,4	112	390	3,5	450	145	10,5	10
	XI	43,5	150	190	1,3	290	49	14	—
	XII	57,6	128	660	5,2	450	155	12	12
Hoesch, Sondergröfsen	0	25,9	74	338	4,6	350	100	6	6
	0av[1]	39,2	98	374	3,8	400	100	9,5	9
	0a[1]	38	95	358	3,8	400	100	9	9
	Iv	51,2	128	685	5,4	400	150	12	12
	VH	81,3	271	4 520	16,7	300	400	14	10
	X alt	29	145	68	0,47	200	—	14	—
	X	43,5	145	65	0,45	300	—	14	—
Hoesch, Leichtwand	H. K. 1	19,6	49	90	1,8	400	80	4,5	4
	H. K. 2	22	55	104	1,9	400	81	5	5
	H. K. 3	24,8	62	114	1,8	400	82	5,5	5
III. Kastenförmige stählerne Spundwände.									
Peine, leichte Wand	30L	108	325	4 440	13,7	334	300	11	8
	35L	147	369	5 920	16,0	398,5	350	12,5	9
	40L	158	399	7 290	18,3	395,5	400	13,5	10
	50L	176	443	10 060	22,7	396,5	500	14,5	11
	60L	189	476	12 740	26,8	397,5	600	14,5	12
Peine, schwere Wand	30S	132	391	5 330	13,6	337,5	304	13	9
	35S	162	407	6 505	16,0	399,5	354	14,5	10
	40S	177	445	8 040	18,1	397,5	404	15,5	12
	50S	192	483	10 980	22,7	397,5	504	16,5	12
	60S	202	507	13 770	27,2	397,5	604	16,5	12
Peine, mit verstärktem Flansch	35	219	548	8 700	15,9	399,5	368	21,5	15
	50	240	600	13 450	22,4	399,5	514	21,5	16
	60	252	631	16 920	26,8	399,5	614	21,5	16
	80	277	694	24 050	34,6	399,5	806	21,5	16
Kastenwand Larssen (Union)	Ic[4]	113,4[5])	290 [6])	2 600	9,0	460	270	10,5	9
	I	135,4[5])	337,8[6])	3 200	9,5	460	276	13,5	10
	II	155[5])	380,4[6])	4 890	12,9	460	369	14,5	10
Hoesch-Kasten[7])	0	104	148	771	5,2	700	200	6	5
	I	157	196	1 552	7,9	800	300	7,5	6
	II	189	236	2 291	9,7	800	370	8,5	8
	III	227	284	3 344	11,8	800	456	10	8
	IV	280	350	5 017	14,2	800	530	12	9
Krupp-Kasten[7])	IIa	160	200	2 400	12,0	800	400	7,2	8
	II	168	210	2 600	12,4	800	400	8	8
	IIIa	192	240	3 500	14,6	800	480	8	9
	III	212	265	3 800	14,3	800	480	9	10
	IIIb	212	265	3 200	12,1	800	400	10	12
	IVa	240	300	5 000	16,7	800	560	9	12
	IV	260	325	5 000	15,4	800	560	10	13

[2]) In Vorbereitung. — [3]) Mit Doppelklauenschlofs — [4]) Nur auf Grund besonderer Vereinbarung lieferbar. — [5]) Zwei Halbeisen ohne Schlofseisen. — [6]) Einschliefslich der Schlofseisen. — [7]) Die Kästen haben die Nummern der zu ihnen verwendeten Wellenbohlen, nur Hoesch-Kasten I hat Wellenbohlen Ia.

gungen!) und Rammtiefe stärker nehmen[1]), sorgfältiges Einrammen mit guter, fester Führung (am Mäckler und durch schwere Rammzangen) und mit genauem Ansetzen des Rammschlages (in Richtung des Rammwiderstandes), Bärgewicht (~ Gewicht der Doppelbohle) und Fallhöhe nicht zu grofs. Bei schweren Hindernissen Ausspringen des Schlosses und Verbiegen der Bohlen. Voreilen der Bohlen (Schrägstellen in Wandrichtung) durch feste Führung zu verringern, durch fachweises Rammen zu vermeiden, bei Larssen schräges Abschneiden des unteren Bohlenendes erprobt. Bei starker Abweichung Keilbohlen. Bei fachweisem Rammen wird bei der Kruppwand das Einfädeln der Bohlen durch Teilen des Schlofseisens erleichtert. Bei Peine geringe oder keine Verformung infolge des Doppelschlosses, dafür bei schweren Hindernissen früheres Aufreifsen, da Bohlen nicht ausweichen können.

Unterschiede in Dichte und Festigkeit der Schlösser der verschiedenen Bauweisen gering. Widerstandsmomente praktisch gleich, sofern Larssenbohlen durch Pressen oder Schweifsen des Schlosses zu in sich unverschieblichen Doppelbohlen verbunden. Güteziffern (Widerstandsmoment : Gewicht) durch Vereinbarung gleich. Die bei den einzelnen Bauweisen verschiedene Lage der Schlösser beeinflufst die Lage der Verankerung. Kleinste Stegstärken beachten, da von ihnen Lebensdauer abhängig.

f) Eisenbetonspundbohlen vor allem da, wo sie Teil des Bauwerks bleiben. Vorteil: gröfste Lebensdauer, sofern keine dem Beton schädlichen chemischen Einflüsse vorhanden (Meerwasser, Moor, schädliches Grundwasser). Länge bis 20 m. Vorsicht bei Beförderung auf der Baustelle, beim Hochziehen unter der Ramme und beim Rammen, da Gefahr der Ueberbeanspruchung wie bei Eisenbeton-Fertigpfählen (s. u.). Ausführung in Form der Holzspundbohlen, jedoch mit runder Nut und Feder (Abb. 13). Werden die Bohlen eingespült, auf beiden Seiten halbkreisförmige Nuten vorsehen, in die das Spülrohr eingesetzt wird. In die Doppelnut wird nach vollendeter

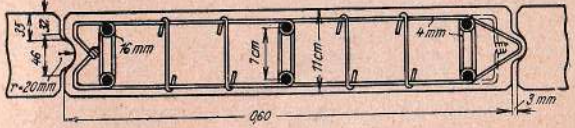


Abb. 13. Eisenbetonspundbohlen (Duisburg-Ruhrort).

Rammung Zementmörtel eingespritzt. Auch einbetonierte stählerne Nuten und Federn werden verwendet.

g) Fangedämme zum Abschliefsen der Baugrube gegen offenes Wasser, müssen den Wasserdruck aufnehmen, dem Angriff des bewegten Wassers an ihrer Aufsenseite widerstehen können und genügend dicht sein, so dafs keine Durchspülungen eintreten.

Einfache Wände (Stülpwände, Spundwände, Pfahlwände) gegen Wasserdruck absteifen und meistens besonders dichten. Wenn nicht durch Strömung oder Wellenschlag Beschädigungen eintreten können, kann auf der Aufsenseite zur Dichtung ein Erddamm hergestellt werden. Bei geringem Wasserüberdruck genügen Erddämme allein, zur Erhöhung ihrer Dichtigkeit und Standsicherheit als Kern eine Spundwand. Bei gröfserem Wasserdruck (mehr als 1,5 m) Kasten-

[1]) Bautechnik 1936, S. 28, unten rechts.

fangedämme, die aus zwei oder drei Wänden bestehen. Bei geringeren Höhen äufsere Wand als Stülpwand, bei gröfseren Höhen beide als Spundwände. Bei grofsen Beanspruchungen stählerne Spundwände. Wände gegeneinander verankern. Anker nicht durch den Füllboden überlasten und gegen die Wände so abdichten, dafs nicht an ihnen entlang das Wasser durchsickert. Füllboden mufs sich dicht ablagern, daher Ton und Lehm ungeeignet. Reiner Sandboden am besten, er setzt etwa nachträglich entstehende Höhlungen sogleich wieder zu, so dafs Ausspülungen unter Wasser an der Oberfläche des Füllbodens schnell erkannt werden können. Bei Felsboden Betonfangedämme, deren Schalung zwischen lotrechten stählernen Trägern eingespannt wird, die in Bohrlöchern stecken. Betonfüllung unter Wasser mit fest stehendem Trichter (s. S. 46).

3. Trockenlegen der Baugrube.

a) Offene Wasserhaltung.

Ziel: Absenken des Wasserstandes bis unter die Gründungssohle. Bei geringem Wasserandrang offene Wasserhaltung: man leitet das Wasser zu einem Pumpensumpf, der bei Erreichung der Gründungssohle möglichst aufserhalb des Bauwerks liegt, damit er dessen einwandfreie Herstellung nicht behindert. Bei stark durchlässigem Boden das Wasser schon beim Ausschachten so weit unter Gründungssohle halten, dafs sie nicht aufgelockert wird. Zuleitung des Wassers zum Pumpensumpf in offenen Gräben, Sickerdohlen aus Steinen oder Tonrohren am Rande der Baugrube. Wasser schnell ableiten, Durchweichen des Bodens vermeiden, anderseits aber auch Ausspülungen durch zu grofse Geschwindigkeit. Quellen in der Sohle werden besonders abgeleitet oder in Rohren gefafst und bis zur Höhe des Aufsenwasserspiegels hochgeführt.

b) Grundwassersenkung.

I. Allgemeines. Bei stärkerem Wasserandrang oder wenn Boden unter der Bauwerksohle durch offene Wasserhaltung in seiner Lage gestört werden würde, senkt man das Grundwasser mit Brunnen ab. Rohrbrunnen bei Sand- und Kiesboden aller Korngröfsen, auch bei Schotter und Geröll, sofern Bohrrohre noch eingebracht werden können. Gröfsere Brunnen (von 1 bis 2 m Durchm.) bei starkem Wasserandrang in grobem Kies- und Geröllboden. Wasserundurchlässige Schichten, die das Grundwasser in zwei oder mehrere „Stockwerke" scheiden, machen keine Schwierigkeiten, doch können durch Druckausgleich zwischen zwei getrennten Stockwerken Unfälle entstehen. Sehr feiner Schwemmsand ist für Grundwasserabsenkung ungünstig, da das Wasser ihn nur mit geringer Geschwindigkeit durchströmt und der Zufluſs zu den Brunnen zu gering ist. Oft gibt derartiger Boden, besonders wenn er mit fein verteiltem Ton durchsetzt ist, das Wasser so gut wie überhaupt nicht ab, hält es vielmehr wie ein Schwamm fest. Man kann sich dann nur mit offener Wasserhaltung oder mit Brunnen grofsen Durchmessers (1 bis 2 m) helfen, die man mit Filterkies so füllt, dafs die Feinheit des Kornes nach aufsen zunimmt.

Gröfste erreichte Absenkungstiefe 22 m (Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals bei Holtenau, erbaut 1909 bis 1914). Ausführung unmittelbar neben offenem Wasser möglich, ebenso unter offenen Wasserläufen, wobei Voraussetzung ist, dafs der Wasserlauf nicht mit dem Grundwasserbecken, auf das sich die Absenkung erstreckt, in Verbindung steht. Auf der Flufssohle häufig eine Sinkschicht, die den Flufs von dem sonst durchlässigen Untergrunde abschliefst (Untergrundbahnbauten neben und unter der Spree in Berlin).

2. Anordnung der Brunnen. Saughöhe im allgemeinen 7 m, Senkungshöhe je nach Bodenart 3,5 bis 5 m, auch bis zu 8 m, bei gröfserer Absenkung zwei oder mehr Staffeln. Die Saugeleitung der tieferen

Staffel liegt unmittelbar über dem durch die höhere Staffel abgesenkten Wasserspiegel. Brunnenzahl der tieferen Staffeln gröfser als die der höheren, weil Wasserandrang nach unten zunimmt. Bei langgestreckten Baugruben (Kanalisationen, Untergrundbahnen) Brunnen und ihre Staffeln in Reihen, sonst in Ringform. Der untere Ring ist entsprechend der Baugrubenböschung meist enger als der obere. Bringt man zunächst einen Teil der Baugrube mit den Brunnenstaffeln auf volle Tiefe, kann meist ein Teil der oberen Staffel gespart werden. Auch kann man beim Vorbau einer Brunnenstaffel die Brunnen im Schutze der schon im Betriebe befindlichen allmählich tiefer setzen („Staffelung in der Längsrichtung"). Bei Mangel an Platz und um an Baukosten zu sparen, wendet man die „Staffelung in sich selbst" an. Man baut Brunnen von solcher Länge ein, dafs sie für alle Staffeln benutzt werden können, schliefst sie zunächst an die Saugeleitung der obersten Staffel an, senkt ab, baut die Saugeleitung der zweiten Staffel ein, nimmt nacheinander die Brunnen von der obersten Staffel ab und schliefst sie unter Kürzung der Brunnenlänge an die zweite Staffel an und verfährt ebenso mit den weiteren Staffeln.

An die einzelnen Pumpen schliefst man entweder jedesmal die (gleich hoch liegenden) Brunnen einer Staffel oder eines Teiles einer Staffel an (Staffelschaltung), oder man fafst zu einer Pumpen-

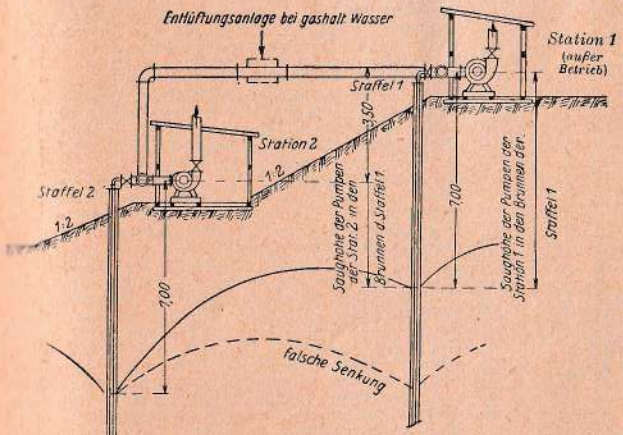


Abb. 14. Heberschaltung bei Grundwasserabsenkung (Siemens-Bauunion).

gruppe die örtlich zusammengehörigen Brunnen unabhängig von ihrer Höhenlage dadurch zusammen, dafs man ihre verschieden hoch liegenden Saugeleitungen durch Heberleitungen verbindet (Heberschaltung). Die letztere Lösung hat den Vorteil, dafs sich die Wasserförderung aus den verschieden hohen Staffeln selbsttätig so einstellt, dafs der geringste Arbeitsaufwand erreicht und unnötig tiefe Senkung des Wasserspiegels in den oberen Staffeln vermieden wird. Entlüftung des Heberscheitels erforderlich. Pumpen der oberen Staffel können zur Aushilfe stehenbleiben. Abb. 14 zeigt Anwendung

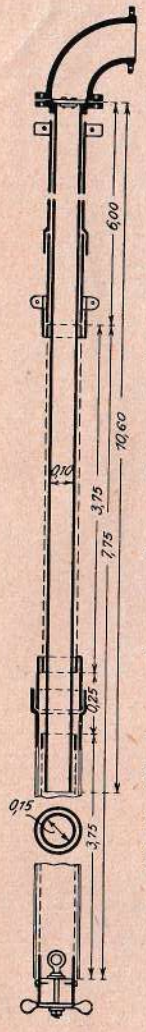


Abb. 15. Filterbrunnen der neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

der Heberschaltung; die punktierte Linie gibt die überflüssig tiefe Senkung an, die entstehen würde, wenn die Pumpe der oberen Staffel zu stark arbeitete.

3. Filterstellung. Filter in solcher Tiefe, dafs sie bei gröfster Absenkung im Brunnen noch so weit im Wasser stehen, dafs Zulauf ausreicht. Filterstellung von Bodenschichtung abhängig. In der Norddeutschen Tiefebene nimmt Durchlässigkeit der wasserführenden Schichten, die für Grundwassersenkungen in Frage kommen, nach unten im allgemeinen zu. Mit den Filtern nicht zu tief gehen, da mit gröfserer Durchlässigkeit Wasserandrang und damit Betriebskosten wachsen.

4. Bauart der Rohrbrunnen. Der aus Filter- und Saugerohr bestehende Brunnen wird in ein Bohrrohr eingesetzt. Zwischen Filter und Wand des Bohrrohres wird Kies eingebracht als Vorfilter. Das Bohrrohr wird dann ausgezogen.

Filterrohr aus Kupfer- oder verzinktem Eisenblech von 1 bis 3 mm Dicke und meist 150 mm lichter Weite, mit runden oder länglichen Löchern versehen, unten durch einen Holzpfropfen geschlossen, während es oben an ein „Aufsatzrohr" von gleichem Durchmesser anschliefst. Ueber das Filterrohr wird das Filtergewebe (Kupfer- oder Messingtresse) gespannt, dessen Feinheit sich nach Korngröfse des Sandes richtet. Ist das Filter zu grob, so versandet der Brunnen, auch können Senkungsschäden entstehen, wenn zu viel Sand aus dem Untergrund herausgezogen wird. Zwischen Filterrohr und -gewebe Spirale aus 3 mm dickem Eisendraht, damit das Gewebe in ganzer Ausdehnung, nicht nur vor den Löchern des Filterrohres wirksam wird. Ueber dem Gewebe zum Schutz gegen Beschädigung beim Einbringen und Herausziehen ein Maschennetz aus verzinktem Eisendraht. In das Filterrohr wird das Saugerohr eingehängt, bis zur Filterunterkante reichend, oben an einer Schelle befestigt, die sich auf das Filteraufsatzrohr aufsetzt. Im oberen Endflansch des Saugrohres, der an den zur Saugeleitung führenden Krümmer anschliefst, liegt eine Rückstauklappe. Abb. 16 zeigt die beim Bau der Holtenauer Schleusen verwendeten Brunnen mit Doppelfilter von 2×3,75 m Länge, 6 m langem Aufsatzrohr und 10,6 m langem Saugerohr. Statt der teuren Kupfertresse auch verzinkte Eisendrahttresse. Ihre Lebensdauer selbst bei reinem Grundwasser nur 6 bis 9 Monate, bei schädlichen chemischen Einflüssen des Grundwassers kommt Eisentresse nicht in Betracht.

Sparbrunnen[1]) der Siemens-Bauunion, in dem das Saugerohr am unteren Ende des Filteraufsatzrohres angeschlossen ist, während dieses mit der waagerechten Saugeleitung verbunden ist. Man spart so in der oberen Strecke das Doppelrohr und hat hier in der Saugeleitung gröfseren Querschnitt (Abb. 16).

[1]) Bautechn. 1923, S. 177, u. 1925, S. 319.

Im Tidegebiet der Nordsee [Schleusenbauten in Emden, Geestemünde und Wemeldinge[1])] chemische und elektrolytische Veränderungen der Filterbrunnen und Zerstörungen der Rohrleitungen, die ihre Lebensdauer stark herabsetzen. Durch Anbringen von Zinkplatten in den Rohrleitungen hat man einen gewissen Schutz erreicht, auch hat man geschlitzte Holzrohre als Filter verwendet. Bei gashaltigem Wasser (an der Nordsee häufig) Gefahr des Abreifsens des Wasserfadens, zum mindesten werden Kraftmaschinen stofsweise beansprucht und Wirkungsgrad der Anlage herabgesetzt. Man baut deshalb in die Saugeleitung Entlüftungskessel ein, aus denen man das Gas abpumpt. Mit den Entlüftungspumpen kann man zugleich die Pumpen der Brunnen in Betrieb setzen, ohne dafs man sie anzufüllen braucht. Ist eine Entlüftungsanlage vorhanden, so kann man die Rückschlagklappen in den Brunnen saugrohren weglassen.

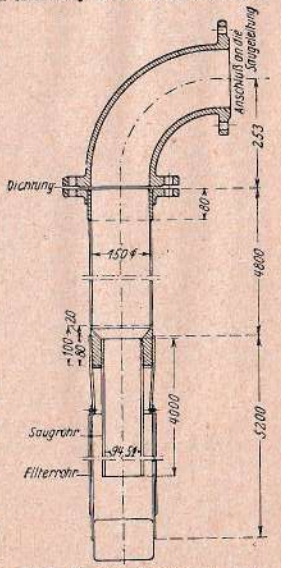


Abb. 16. Sparbrunnen der Siemens-Bauunion.

5. Pumpen. Ueblich Kreiselpumpen, elektrisch angetrieben. Heute mehr und mehr unmittelbar mit der Pumpe gekuppelte Elektromotoren. Bei chemischen Einflüssen des Grundwassers Laufräder aus Rotgufs, in den Stopfbüchsen Rotgufsbüchsen über den Wellen. Die Wirkung der Mammutpumpen beruht darauf, dafs das Wasser im Brunnen mit Prefsluft gemischt wird und das Wasserluftgemisch in einem Steigerohr aufsteigt. Vorzug: beliebige Saughöhe, einfache Bauart, an Stelle der bei Kreiselpumpen nötigen Saugleitungen nur Druckluftzuführung zu jedem Brunnen. Nachteil: geringer Wirkungsgrad (Hubarbeit 20 bis 25 vH. der Arbeit der Luftpumpen) hohe Betriebskosten, der Brunnen ist, ab gesenktem Wasserspiegel gerechnet, so tief zu bohren, wie die Förderhöhe beträgt. Tiefbrunnenpumpen oder Tauchpumpen[2]) werden in das Bohrloch hinabgelassen, Motor über oder unter der Pumpe, mit ihr im gleichen Gehäuse, wasserdicht gekapselt.

6. Berechnung. Aus der gewünschten Absenkung berechnet man die zu fördernde Wassermenge, aus dieser und der Leistungsfähigkeit der einzelnen Brunnen die Brunnenzahl. In durchlässigem Boden ist viel Wasser zu fördern, Brunnen müssen eng stehen. In sehr undurchlässigem Boden, z. B. in feinem Sand, besonders wenn er durch feine Ton- oder Schlickteilchen verunreinigt ist, wird das Spiegelgefälle des Grundwassers, entsprechend dem grofsen Widerstande des Bodens gegen das Durchströmen, sehr steil. Vergröfsert man dann den

[1]) Bauing. 1923, S. 599; Bautechn. 1924, S. 249.

[2]) Gebaut von den S. S. W. (Bautechn. 1929, S. 405 u. 1932, S. 498; Bauing. 1932, S. 63), von den Garvenswerken, Hannover-Wülfel (Z. d. VdI 1928, S. 441) und von Klein, Schanzlin u. Becker, Frankenthal (Pfalz).

Brunnenabstand zu sehr, so bleibt das Wasser zwischen den einzelnen Brunnen zu hoch stehen, wenn auch an den Brunnen die gewünschte Absenkung erreicht wird. Deshalb mufs in diesen Fällen der Abstand der Brunnen verringert werden. Entsprechend könnte man dann Brunnen von geringerer Leistung, also von geringerer Weite nehmen, man bleibt aber besser bei den gebräuchlichen Abmessungen (Durchm. des Filterrohres 150 mm) und nimmt in Kauf, dafs die Leistungsfähigkeit des einzelnen Brunnens nicht voll ausgenutzt wird.

Brunnen stets so verteilen, dafs die Absenkungslinie sich der Baugrube anpafst. Unnötig tiefes Absenken des Wasserspiegels der Hebungskosten wegen vermeiden.

Näheres über Berechnung in J. Schultze, Grundwasserabsenkung, Berlin 1924, und Kyrieleis-Sichardt, Grundwasserabsenkung, Berlin 1930. Bei gröfseren Anlagen genaue Voruntersuchungen, Pumpversuche, möglichst Probeabsenkung. Je gröfser der Versuch angelegt wird, um so unabhängiger ist man von Zufälligkeiten. Versuchsanlage für die Absenkung so einrichten, dafs sie in der endgültigen Anlage verwertet werden kann. Dadurch gewinnt man ohne besondere Aufwendung gröfserer Mittel zuverlässige Unterlagen für die endgültige Anlage. Bei allen Berechnungen und Versuchen die Ungleichmäfsigkeit der Bodenverhältnisse nicht aufser acht lassen und deshalb jede Grundwassersenkungsanlage so einrichten, dafs sie sich nicht vorherzusehenden Unregelmäfsigkeiten leicht anpassen kann.

C. Die verschiedenen Gründungsarten.

I. Offene Gründungen im Trockenen.

a) Verbessern des Baugrundes. Spalten im Felsuntergrunde öffnen, losen Fels entfernen, überall auf gesundem, festem Fels aufmauern. In Kies- Sand- oder Lehmboden nachgiebige Schichten oder Nester ausheben, durch Sand- oder Kiesschüttung ersetzen (fest einbringen, möglichst einschlämmen!). Moorboden ausheben oder durch Sandschüttung verdrängen.

Baugrubensohle gegen Auflockern sichern, mit Bohlen belegen, vor Aufsetzen des Bauwerkes abwalzen, Sandboden einschlämmen. Locker gelagerter Sand- oder Kiesboden wird durch vorübergehend aufgebrachte Belastung verdichtet.

Weiche Schichten verdichten durch Einwalzen oder Einrammen von Sand, Kies, grofsen Steinen, auch durch Einrammen von 1 bis 2 m langen Pfählen, auch durch Einfüllen von Sand in Bohrrohre, die beim Einfüllen wieder hochgezogen werden. Bei standfestem Boden stellt man die auszufüllenden Hohlräume durch Einrammen und Wiederausziehen von Pfählen her, oder indem man mit eisernen, freifallenden Rammklötzen den Boden verdrängt (Bauweise Dulac, Rammklötze 1,5 bis 2,2 t schwer, offene Schächte bis 15 m Tiefe hergestellt). Die Hohlräume in den Bohrrohren, Pfahllöchern und Rammschächten werden mit Sand oder Beton („Compressolpfahl" Bauweise Dulac) unter ständigem Nachrammen gefüllt.

Zementeinspritzungen in Sand- oder Kiesboden (Versteinerung des Baugrundes) heute nach dem Prefszementbauverfahren von Wolfsholz[1]). Man bringt Rohre durch Einrammen oder Einspülen in den zu versteinernden Boden ein und führt durch einzelne Rohre Prefswasser ein, das man nacheinander durch die anderen Rohre wieder austreten läfst. Hierdurch wäscht man lose und lehmige Bodenteile aus, die die Einheitlichkeit des Zementmörtelkörpers stören würden. Dann wird in die Rohre unter hohem Druck Zementmörtel eingeprefst, während man sie allmählich auszieht. Bei Kies verwendet man Zementsandmörtel in einer Mischung von ungefähr 1:4, bei sandigem Kies fetteren Mörtel, bei Sand Zementmilch. Nicht anwendbar bei lehmigen oder Tonböden; bei feinem Triebsande nur insoweit, als der Sand während des Einspritzens in Bewegung gehalten werden kann. In der Ruhelage sind die Hohlräume des Triebsandes zu fein, so dafs es auch unter hohem Druck nicht gelingt, Zement in den Sand einzupressen. Wolfsholz verwendet bei Triebsand einen Erdschraubenbohrer von grofsem Durchmesser, aus dessen hohlem Schaft beim Einbohren Prefswasser, beim Wiederausdrehen Zementmilch unter Druck austritt, während der Teller des Bohrers den Boden auflockert.

[1]) Ztrlbl. d. Bauv. 1911, S. 82.

Im Felsboden — besonders unter Talsperren — werden Spalten und Risse durch Einspritzen von Zement in Bohrlöcher geschlossen. Beginnen mit dünnflüssigem Zement (1 Zement : 10 Wasser) zum Schliefsen der Haarrisse, dann weniger Wasser, schliefslich fetten Zementmörtel nehmen. Bohrlöcher bis 100 m Tiefe (Wäggitalsperre). Statt Zement auch Asphalt (Hales-Bar-Staumauer).

Chemische Bodenverfestigung[1]) nach Joosten (für Deutschland: Beton- u. Tiefbauges. Mast m. b. H., Berlin; für Ausland: Siemens-Baunnion, Berlin Siemensstadt). Durch 25 mm weite Stahlrohre wird während des Eintreibens (Druck 15 kg/cm²) Kieselsäurelösung in den Boden gebracht, während des Ausziehens eine Salz- oder Säurelösung. Beim Berühren beider Lösungen versteinert der durchtränkte Boden sofort. Versteinerter Boden ist wasserdicht, gegen chemische Angriffe (z. B. durch Seewasser) anscheinend unempfindlich. Druckfestigkeit bei reinem, feinem Sand 10 bis 30, bei reinem Kies 40 bis 90 kg/cm². Bei lehmigen oder tonigen Beimengungen im Boden Festigkeiten erheblich geringer, oft Versteinerung nicht möglich. Kosten 80 bis 100 RM/m³. Anwendung: Unterfangen, Verstärken, Verbreitern von Grundwerken (auch unter Wasser), auch zur Verfestigung von Geröll und mürbem Beton.

b) Gestaltung der Bauwerksohle. Bauwerksohle senkrecht zur Mittelkraft, Abweichung höchstens um den Reibungswinkel; möglichst waagerechte Lage, gegebenenfalls Treppenform. Bauwerksohle frostfrei (in Deutschland Frostgrenze 0,80 bis 1,0 m unter Gelände).

Beanspruchung des Baugrundes wird verringert durch Verbreiterung der Sohle des Bauwerkes. Sohlenbreiten der einzelnen Teile des Bauwerkes so bemessen, dafs Setzungen überall gleich und zulässige Bodenpressung nirgends überschritten wird. Möglichkeit ungleicher Setzungen unbedingt ausschalten, nötigenfalls Trennungsfugen.

Sohlenverbreiterung unter den Grundmauern nicht zu schwerer Hochbauten durch Sandschüttung (gegen Ausspülen sichern); Schütthöhe zu ermitteln aus der zulässigen Baugrundpressung und dem Winkel, unter dem der Druck sich nach unten seitlich ausbreitet (gegen die Lotrechte natürlicher Böschungswinkel des Sandes, im Trockenen 40°, unter Wasser 30°). Besser und allgemein üblich sind Sockel aus Mauerwerk oder Beton. Verhältnis Breite zu Höhe des Sockelabsatzes bei Trockenmauerwerk nicht flacher als 1:2, bei hochwertigem Hartbrand- oder Bruchsteinmauerwerk in gutem Zementmörtel nicht flacher als 1:1, Mauerwerk geringerer Güte und Beton zwischen beiden Werten.

Schwellrost bei Tiefbauten im Grundwasser aus Holz (heute selten) und aus Eisen bei sehr schweren Lasten (amerikanischen Hochhäusern); besteht aus einer oder mehreren (kreuzweise liegenden) Lagen dicht nebeneinander angeordneter Träger.

Wirksamere Sohlenverbreiterung als durch Sockel erzielt man mit Eisenbetonplatten. Bei gleicher Verbreiterung geringere Bauhöhe als bei Sockeln, damit geringere Erdarbeiten und Wasserhaltung; wenn Grundplatte oberhalb des Grundwassers bleiben kann,

[1]) Bautechn. 1930, S. 181; 1931, S. 449 u. 644; Bauing. 1930, S. 202.

auch geringere Gefahr der Unterspülung und chemischen Zerstörung. Für Einzelpfeiler (Säulen) eckige oder kreisförmige Grundplatten, mit Rippen oder voll. Bewehrung unabhängig von Pfeiler oder Säule oder durchlaufend. Unter Gebäudemauern Plattenstreifen, bei Aufsenmauern wegen der Grundstücksgrenzen oft einseitig liegend. Sie übertragen die Mauerlast auf einen breiteren Baugrundstreifen. Plattengurte sind auch in der Längsrichtung steif, sie tragen Mauern oder eine Reihe von Einzelstützen oder bewegliche Kranlasten (als Kranbahnen) und sollen als durchlaufende Träger die Lasten möglichst gleichmäfsig auf den Baugrund verteilen.

In Längs- und Querrichtung liegende, sich kreuzende Plattengurte bilden einen Plattenrost. Dieser und durchgehende Grundplatten, voll oder mit Versteifungsrippen (auch als Plattenrost mit Platten in den Feldern aufzufassen), werden für schwere Industriebauten (Wassertürme, Kohlentürme, Speicher) und für Hochhäuser ausgeführt, besonders im Bergbausenkungsgebiete. Umgekehrte Gewölbe wirken wie ein Plattenrost, auch wenn die Gewölbe die ganze Grundfläche überspannen (z. B. bei Kellern im Grundwasser).

Berechnung der Grundplatten ist üblich unter Annahme gleichmäfsig verteilter Bodenpressungen oder unter Annahme elastischer Unterstützung. Beide Annahmen sind nur bedingt richtig. Näheres und Angabe des umfangreichen Schrifttums s. Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., III. Bd., S. 39, 41, 44 bis 55 u. 64[1]).

2. Offene Gründungen im Wasser.

a) Betonieren unter Wasser. Früher sehr verbreitet, heute durch Grundwassersenkung in Verbindung mit stählernen Spundwänden fast verdrängt. Unterwasserbeton wird (abgesehen von mit ortsfestem Trichter geschüttetem Gufsbeton, s. unten) niemals zuverlässig gleichmäfsig; daher nie für frei stehende Bauteile[2]) verwenden, nur für vom Erdboden umgebene Grundwerke, auch für diese nur, wenn Grundwasser nicht betonschädlich. Danach Anwendung: 1. Gründung von Brückenpfeilern zwischen Spundwänden, wenn Grundwasser unschädlich. Ueber der Schüttung auspumpen und Pfeiler im Trockenen hochführen. Unterwasserbeton nie höher als Gewässersohle. Spundwände gegen Freispülen sichern. — 2. Unterer Abschlufs von Senkbrunnen oder Hohlpfählen (Betonpfropfen); über dem Abschlufs wird ausgepumpt und im Trockenen weiterbetoniert. Brunnen- und Pfahlwandung stark genug, dafs sie nicht von dem etwa chemisch zerstörten Unterwasserbeton auseinandergetrieben wird. — 3. Fangedämme, Beton zwischen zwei Spundwänden. — 4. Abgleichen von Felsboden in freiem Wasser für das Aufsetzen von Schwimmkasten, Blöcken usw.

Einbringen des Betons mit fahrbaren, zylindrischen Rohren (Trichtern) schichtweise. Beton soll unter Verdrängung des Wassers im Trichter in geschlossener Säule die Bausohle erreichen. Ruckartiges Absinken des Betons im Rohr bedeutet Durchspülung der unteren Betonmengen im Rohre, ist unbedingt zu vermeiden. Daher langsame, stetige Bewegung der Rohre. Schüttiefe höchstens 5 bis 6 m. Erstes Anfüllen der Rohre mit Schüttkasten, engeren Füllrohren oder Betonsäcken. Fetten Beton nehmen, weich (keine Luft in den Hohlräumen!) einbringen.

Besseren, bei sorgfältiger Ausführung guten Beton erhält man durch Schütten von Gufsbeton mit ortsfestem Trichter (Kontraktorverfahren[3]). Das Trichterrohr steht fest, ist nur in

[1]) Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Einsturz der Oderbrücke Gartz, Bautechn. 1931, S. 162 u. 587. — Bauing. 1930, S. 882.

[3]) Trier u. Tode, Unterwassergufsbeton. Berlin 1931. Wilh. Ernst & Sohn. Erw. Sonderdruck aus Bautechn. 1931, S. 176.

lotrechtem Sinne verschiebbar reicht 1 m tief in den schon geschütteten Beton, so dafs vom Trichterrohr ununterbrochener Betonstrom in das Innere der Betonschüttung fliefst. Regelung durch Anheben des Trichters. Trichter etwa 30 cm Dmr. Fliefsweite waagerecht unter Wasser 3 bis 3,5 m, daher Schüttgrundfläche für einen Trichter bis zu 6×6 m. Bei gröfseren Flächen entsprechende Zahl von Trichtern. Schüttiefe ausgeführt bis 10 m unter Wasser. Den Betonkörper ohne Unterbrechung (Tag- und Nachtbetrieb) herstellen, damit keine Arbeitsfugen. Starke, unbedingt dichte Schalung notwendig. Wasser in der Baugrube ohne Strömung, ohne Ueberdruck oder Auftrieb halten, damit kein Ausspülen des Betons. Beton dicht, geschmeidig, gute Kornzusammensetzung, nicht zu grobe Teile, Zement nicht zu schnell abbindend. Beton ist fast gleichwertig über Wasser hergestelltem, daher Herstellung frei stehender Betonkörper unter Wasser möglich. In betonschädlichem Wasser für Dauerbauten unzulässig, da frischer Beton zu empfindlich gegen chemische Einflüsse.

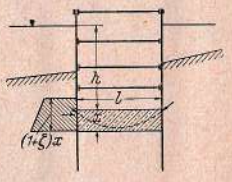


Abb. 17.

Schütthöhe des Unterwasserbetons, über dem ausgepumpt wird, bei Pfeilergründungen. Bezeichnungen nach Abb. 17. Höhe der Fläche des Erdwiderstandes $(1+\zeta x)$ nach der Lage der Baugrubensteifen schätzen. x ermitteln aus[1]):

$$x^3+3\,h\,x^2+1{,}35\cdot\frac{l^2}{1+\zeta}\cdot x-\frac{9}{8}\cdot\frac{h\,l^2}{1+\zeta}=0.$$

b) Sand-, Kies- und Steinschüttungen (vgl. Kap. „Wasserbau"). Anwendung: 1. in tiefem Wasser für Dämme, Wellenbrecher usw. und als Unterbau für Molen und Kaimauern, 2. zum Verdichten oder Verdrängen nicht tragfähigen Baugrundes, 3. zum Ersatz nicht tragfähigen Untergrundes, den man vorher wegbaggert, 4. zum Ausgleichen von Felsgrund, auf den Schwimmkästen oder Blöcke aufgesetzt werden sollen, 5. zwischen Pfahl- oder Spundwänden als Hafendämme (in der Ostsee übliche Pfahlwandmole, s. Kap. „Wasserbau", Abb. 24). Setzungen unvermeidbar, bei breiten Schüttungen kann man sie verringern, indem man über dem endgültigen Damm Belastungsschüttungen ausführt, die erst nach längerem Liegen wieder entfernt werden (holländische Schwimmkastenkaimauern auf Sandschüttung). In den Beton- oder Mauerwerkaufbauten Bewegungsfugen. Schüttungen müssen dem Seegange widerstehen; ungeschützte Sandschüttungen meist nur in gröfserer Tiefe als 10 m möglich. Darüber Böschungen durch nach aufsen und oben immer gröbere Steinschüttungen und durch Betonblöcke belegen.

c) Steinkistengründung. Aus Rund- oder Kantholz gezimmerte Kästen mit oder ohne oder mit teilweisem Boden, durch Steinfüllung versenkt. Nur in holzreichen Ländern (Kanada, Schweden, Rufsland).

d) Blockgründung. Für Hafendämme und Kaimauern an der See (vgl. Kap. „Wasserbau"). Blockmauern auf Felsboden oder Steinschüttungen. Blöcke werden versetzt mit Schwimmkränen oder festen Kränen, die auf dem fertigen Mauerteile stehen. Mit der Entwicklung der Hebezeuge zunehmender Gröfse der Blöcke heute bis 450 t. Gröfse vom Seegang abhängig. Herstellen der Blöcke an Land, Alter beim Versetzen mindestens sechs Wochen (damit Beton chemisch vom Seewasser unangreifbar). Verband darf durch etwaige Sackungen nicht gelockert werden, hierfür geneigte Lagerfugen günstig. Besonders

[1]) Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., III. Bd., S. 84. Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

grofse Blockeinheiten durch Hohl- oder Zellenblöcke erzielt, Eisenbetonkästen, die nach dem Versetzen mit Unterwassergufsbeton gefüllt werden (nur in ganz ruhigem Wasser ausführbar; Gefahr der chemischen Zerstörung des Unterwasserbetons).

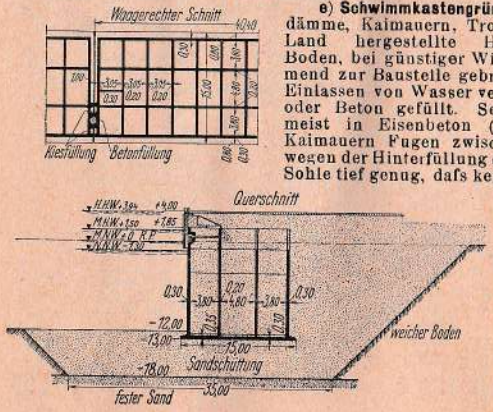


Abb. 18. Schwimmkastenkaimauer im Mervehaven zu Rotterdam.

e) Schwimmkastengründung. Für Hafendämme, Kaimauern, Trockendocks. An Land hergestellte Hohlkästen mit Boden, bei günstiger Witterung schwimmend zur Baustelle gebracht, dort durch Einlassen von Wasser versenkt, mit Sand oder Beton gefüllt. Selten in Stahl[1]), meist in Eisenbeton (Abb. 18). Bei Kaimauern Fugen zwischen den Kästen wegen der Hinterfüllung dichten (Abb. 18). Sohle tief genug, dafs kein Wellenangriff. Sohle gegen Schraubenwasserangriff und Strömungen sichern. Herstellung der Kästen an Land auf Gerüsten (Zuwassergeben mit Kränen), auf Hellingen, in Trockendocks (auch in behelfsmäfsigen, hinter Fangedämmen) oder in Schwimmdocks.

3. Pfahlgründung.

a) Holzpfähle. Kieferne und tannene Pfähle in Deutschland bis 20 (22) m Länge und 45 cm mittlerem Dmr. Tanne weniger fest und wetterbeständig; splittert leichter, billiger als Kiefer. Eichenpfähle selten (teuer), bisweilen als Reibepfähle an Kaimauern. Mittlerer Durchm. bei mittleren Bodenverhältnissen für 4 bis 6 m lange Pfähle 25 bis 30 cm, ab 6 m Länge ungefähr $d = 30 + 1{,}5\,(l - 6)$, wobei d in cm, die Pfahllänge l in m. Pfähle mit Zopfende nach unten rammen. Pfahlspitze vierseitig, Kanten abgefast, Höhe 1,5 bis $2d$ (am Zopfende), genaue Arbeit nötig, da nicht in der Pfahlachse liegende Spitze den Pfahl aus der Rammrichtung drängt. — Pfahlschuhe aus 6 bis 8 mm dicken Bandeisen mit geschmiedeter Spitze, lösen sich beim Rammen leicht ab und zerstören den Pfahl, deshalb nur anwenden, wenn Brauchbarkeit für den betreffenden Boden durch Proberammungen erwiesen. — Auf den Pfahlkopf wird zum Rammen ein konischer Ring (6 bis 12 cm hoch, 25 bis 40 mm dick) warm aufgezogen, damit er vom Rammbären nicht zerfasert oder zersplittert wird.

Holzpfähle für Gründungen nur anwendbar, wenn dauernd unter Wasser oder nur so kurze Zeit über Wasser, dafs das Holz nafs bleibt und nicht faulen kann. Fäulnisgrenze im Tidegebiet etwa Mitte zwischen mittlerem Hoch- und Niedrigwasser. Möglichkeit späterer Senkung des Grundwassers oder des freien Gewässers (Flufsregelungen!) beachten. Im Seewasser Bohrwurmgefahr: Schutz (von begrenzter Dauer) durch Benageln mit Kupfernägeln, Umhüllen mit Betonröhren, Aufspritzen von Beton, Anstriche, Tränken mit Teeröl oder Umschütten mit Sand. Besser im Bereich des Bohrwurms Holz ganz vermeiden,

[1]) Bautechn. 1925, S. 29; 1929, S. 551; 1932, S. 197.

zumal Eisenbetonpfähle mit Hochofen- oder hochwertigem Zement unempfindlich gegen Angriffe des Seewassers.

b) Stahlpfähle. Volle Rundeisen (häufig 12,5 cm, vereinzelt bis 21 cm Dmr.) und Stahlrohre (15 bis 90 cm Dmr.) werden mit Schraubenteller am unteren Ende eingeschraubt, mit Spitze eingerammt. Sehr verbreitet in England und Amerika, durch Eisenbetonpfähle zurückgedrängt, ihnen aber überlegen, wenn ständig Erschütterungen aufzunehmen sind (Schiffsanlegestellen). Schraubenpfähle haben hohe Tragfähigkeit, sind empfindlich gegen Hindernisse im Boden. I Träger für Baugrubeneinfassungen (s. S. 34). Kastenpfähle der eisernen Spundwände (s. S. 36), aber auch Stahlrohre (30 bis 60 cm Dmr.) werden — meist in Verbindung mit stählernen Wänden — auch ohne Spitze (unten offen) eingerammt und über dem im Inneren durch das Einrammen zusammengepreffsten Boden ausbetoniert.

c) Volle Eisenbeton-Fertigpfähle. Gegenüber Holzpfählen gröfsere Abmessungen möglich, unabhängig vom Wasserstande (kein Faulen, keine Bohrwurmgefahr), aber teurer als Holz; erfordern 5 bis 6 Wochen Erhärtung vor dem Rammen (weniger nur bei hochwertigem Zement), empfindlich gegen Beanspruchung (Stöfse) quer zur Pfahlachse beim Befördern auf der Baustelle und Hochnehmen unter der Ramme. Abkappen nicht zur vollen Tiefe gerammter Pfähle teuer. Abmessungen abhängig von Pfahllänge (Durchbiegen beim Aufnehmen unter der Ramme) und freier Knicklänge, auf beides berechnen. Pfähle liegend in Schalung betonieren. Querschnitt quadratisch mit abgefasten Ecken. Seitenlänge 32, 34, 36 oder 40 cm; andere Querschnitte (rechteckige, achteckige, Kreis- und I-Form) Ausnahmen. Länge bis 20 m. Dichten Beton (etwa 1:4), im Seewasser kalkarmen Zement verwenden. Bewehrung: Längseisen nahe der Kante, Betonüberdeckung ≥ 2 cm, bei betonschädlichem Wasser (auch Seewasser) ≥ 5 cm. Längseisendmr. d abhängig von Pfahllänge l, anzunehmen etwa für $l \leq 10$ m, $d \approx 0{,}002\,l$, für $l > 10$ m, $d \approx 0{,}0018\,l$; d auf gerade Millimetermafse abrunden. Längseisen verbunden durch Umschliefsungsbügel aus Rundeisen von

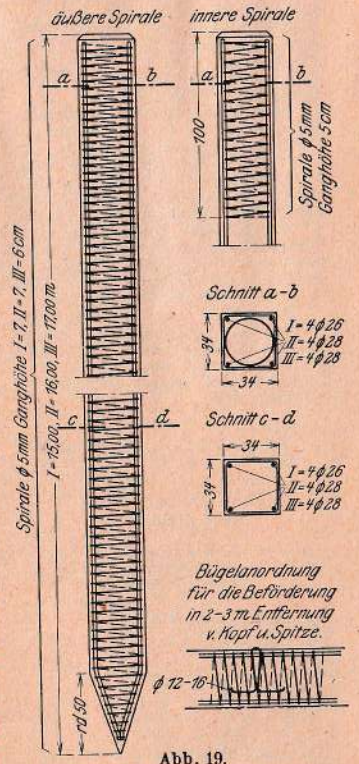


Abb. 19. Spiralumschnürter Eisenbetonrammpfahl Bauart Considère (Wayss & Freytag AG.).

etwa 6 mm Dmr., Sperrbügel aus gedrehtem Eisendraht (Bauart Züblin, Abb. 20) oder Spiralumschnürung (Bauart Considère, Abb. 19). Bügel und Spiralen liegen nahe Kopf und Spitze enger. — Pfahlspitze: Länge 1,5 mal Pfahldicke, geschützt durch Blechmantel (Hennebique), Flacheisen, Rundeisen oder Stahlgufsschuh, der mit Flacheisen oder an der Längsbewehrung (Abb. 21) befestigt ist. Spitze auch durch Zusammenfassen und Anschweifsen der Längsbewehrung an einen die Spitze bildenden Dorn. In schwer rammbarem Boden Stahlgufsschuhe. Pfähle, die eingespült werden, mit stumpfer Spitze oder ohne Spitze. — Aufhängeösen einbetonieren zum Hochnehmen der Pfähle unter der Ramme (Abb. 19). — Zugpfähle mit widerhakenartigen Verstärkungen (Wulsten), auch mit Klumpfufs; letztere nur durch Einspülen einzubringen.

d) Hohle Eisenbeton-Fertigpfähle. Schleuderbetonpfähle in schnell sich um die Pfahlachse drehender Form hergestellt (Abb. 22). Der dadurch gegen die Wand geschleuderte Mörtel wird sehr dicht und fest und widerstandsfähig gegen chemische Einflüsse. Bewehrung: Längseisen mit je einer aufsen und innen anliegenden Spirale. Massive Betonspitze. Hersteller: Dyckerhoff & Widmann AG., Schleuderbetonwerk Cossebaude bei Dresden.

Unten offene Hohlpfähle, bis 44 m lang, äufserer Dmr. 93 cm, Wanddicke 8,5 cm, Bewehrung Längseisen mit Spirale bei der Lidingöbrücke[1]) verwendet, Fufs verstärkt, Winkeleisenkranz. Pfähle gerammt, Boden durch Luftstrahlpumpe entfernt, Wandung gereinigt, Pfahl unter Wasser ausbetoniert.

Hohlpfähle sind von besonderer Bedeutung, wenn Länge > 20 m (andere Pfahlarten dann meist nicht mehr ausführbar) und wenn grofse Tragfähigkeit, also grofser Durchmesser verlangt wird.

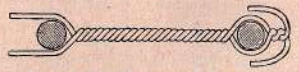


Abb. 20. Gedrehte Bügel nach Züblin.

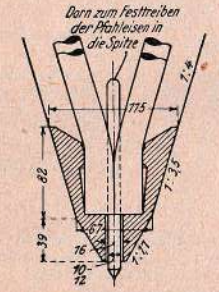


Abb. 21. Eisenbetonpfahlspitze, Bauart Züblin.

Abb. 22 Schleuderbetonrammpfahl (Dyckerhoff & Widmann AG. Betonwerk Cossebaude).

[1]) Bautechn. 1924, S. 405, 479, 503 u. 660.

e) Ortpfähle. Mit Hilfe von eingerammten oder eingebohrten Stahlrohren im Boden („vor Ort") betoniert.

Vorteile. Herstellung eines verbreiterten Fufses (Klumpfufses), bei wiederausgezogenem Rohr auch von Wülsten am Pfahlschaft möglich, beides durch Einpressen von Beton in den den Pfahl umgebenden Boden. Dadurch Erhöhung des Bodenwiderstandes am Pfahlfufs und der Wandreibung, d. h. der Tragfähigkeit, und günstige Aufnahme von Zugkräften. Bei Bohrpfählen genauer Aufschlufs über die durchfahrenen Bodenschichten, auch Bodendruckprüfung im Rohr möglich. Bei Bohrpfählen Fortfall, bei mit innerer Rammjungfer gerammten Rohren Verminderung der Rammerschütterung. Ausführung in engen Räumen und bei beschränkter Bauhöhe (Unterfangungen) möglich.

Nachteile. Betonierung im Pfahlrohr kann nicht überwacht. Mängel können nicht festgestellt werden. Wird Bohr- oder Rammrohr wieder ausgezogen, besteht Gefahr, dafs Rohr von Beton entleert wird und durch nachstürzenden Boden Einschnürungen entstehen. Diese Gefahr auch bei sorgfältiger Ausführung bei Pfählen, deren Beton nur gestampft wird (Simplex, Straufs), da bei ihnen nur geringe Betonsäule im Rohr stehen darf, weil andernfalls Beton an Rohrunterkante nicht mit genügendem Druck austreten würde und dann aus diesem Grunde Einschnürungen entstehen könnten. Wird das Rohr mit Druckluft hochgetrieben (Wolfsholz, Michaelis-Mast, Brechtel), mufs zu schnelles, ruckweises Hochdrücken verhindert werden, da dabei ebenfalls Gefahr der Einschnürungen. Betonierung unter Wasser gewährleistet guten Beton nur bei Ausführung nach dem Kontraktorverfahren (s. S. 46) wie beim Lorenzpfahl.

In betonschädlichem Wasser sind Ortpfähle mit wiedergewonnenem Rohr nicht anwendbar, da der frische Beton angegriffen wird.

Verloren gegebenes Rohr (nur bei Mastpfahl und Lorenzpfahl) vermeidet Gefahr der Einschnürung, gewährleistet guten Beton, der auch vor chemischem Angriff geschützt ist, verringert aber Tragfähigkeit (keine Wulstbildung, Klumpfufs möglich). Bei Bohrpfählen Auflockerung des umgebenden Bodens unvermeidbar, kann nur durch Einbringen des Betons unter hohem Druck einigermafsen ausgeglichen werden. Bei eingerammten Mantelrohren gibt das Rammen Anhalt für Beurteilung der Tragfähigkeit.

Gerammte Ortpfähle mit verlorenem Rohr.

Mastpfahl (Beton- u. Tiefbaugesellsch. Mast m. b. H., Berlin). Verlorenes Blechrohr, 1 mm dick, als Spitze mit Asphalt vergossener Holzklotz, auf den die in lappengeschnittenen Enden des Blechrohres aufgenagelt, in dessen Mitte Stahldorn (Abb. 23). Da Holzklotz fault, nur anwendbar, wenn Spitze ständig unter Wasser. Mit hölzerner Innenjungfer gerammt. Pfahl wird in leerem Blechrohr betoniert, in betonschädlichem Wasser, nachdem Blechrohr unmittelbar vorher mit heifsem Goudron gestrichen, der dann endgültig am Betonpfahl, nicht am Rohr haftet. In Schadwasser wird auch fertiger, mit Goudron gestrichener Betonpfahl in das Rohr eingesetzt.

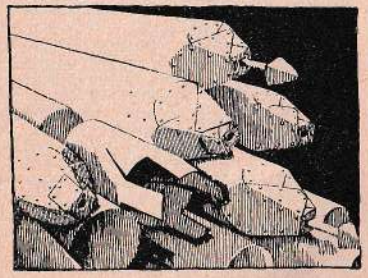


Abb. 23. Rohr und Spitze des Mastpfahles.

Kegelförmiger Hülsenpfahl „Stern" (Pfähle- u. Mastebaugesellsch. m. b. H., München; Stern-Gesellsch. f. moderne Grundbautechnik m. b. H., Wien). Verlorenes kegelförmiges Rohr aus gerilltem Stahlblech (1 bis 3 mm), 6 bis 14,5 m lang, unterer Dmr. 26 cm, oberer 46 bis 60 cm, übereinandergreifende Rohrschüsse von 1 bis 2 m Länge. Spitze aus gleichem Blech. Zum Rammen Stahlkern, dessen Spitze einen Tauchkolben enthält, der nach dem Rammen unter Druckwasser gesetzt, den Kern vom Blechrohr löst. Beton und Bewehrung werden in die gerammte Hülse eingebracht, die vor oder nach dem Einrammen Goudronanstrich erhalten kann.

Gerammte Ortpfähle mit wiedergewonnenem Rohr.

Rammen erst möglich, wenn Beton des Nachbarpfahles genügend erhärtet. Abkürzung der Bauzeit durch Ueberspringen beim Rammen und späteres Nachholen der fehlenden Pfähle Vorsicht geboten, wiederholte Bauunfälle infolge Uebereilung.

Expresspfahl „Stern" (Beton- u. Tiefbaugesellsch. Mast m. b. H., Berlin; Pfähle- u. Mastebaugesellsch. m. b. H., München). Stahlrohr wird mit an der (verloren gegebenen) Spitze angreifender Stahljungfer eingerammt und mit Beton gefüllt. Beton wird unter Hochziehen des Mantelrohres mit der Jungfer gerammt. Wulstbildung, auch Klumpfufsbildung möglich. Bei Bewehrung des Pfahles arbeitet die Jungfer innerhalb der Bewehrung.

Simplexpfahl (Neue Baugesellsch. Wayss & Freytag AG., Frankfurt a. M.; Köhnke u. Co., Bremen). Stahlrohr 30 bis 60 cm, meist 40 cm Dmr., Wanddicke 20 mm, mit aufklappbarer Spitze, die aber beim Ziehen den Boden auflockert. Daher besser mit lösbarer und verloren zu gebender Spitze. Rohr wird (ohne Innenrammung) eingerammt und während des Hochziehens ausbetoniert. Mit und ohne Bewehrung. Geringe Wulstbildung und geringer Klumpfufs möglich. Gefahr der Einschnürung des Pfahlbetons (s. S 51). Im Grundwasser bedenklich, da einerseits Güte des unter Wasser geschütteten (und gestampften) Betons fragwürdig, andererseits bei dem oft angewandten Schliefsen des Rohres mit Pfropfen aus schnellbindendem Beton, Leerpumpen und Betonieren im Trockenen Gefahr des Wassereinbruches von unten, wodurch Ausspülen und Vermischen des Betons mit Boden möglich. Der unter Wasser einzubringende Beton könnte nach dem Kontraktorverfahren (s. S. 46) geschüttet werden, er würde dann aber an Rohrunterkante nur unter geringem Druck austreten können, so dafs Wulstbildung nur in sehr nachgiebigem Boden zu erreichen wäre. Dasselbe gilt für Ausbetonieren des Rohres unter Wasserhaltung, da dabei — um Wassereinbruch zu vermeiden — so hohe Betonsäule nötig, dafs Stampfwirkung nicht bis Rohrunterkante reicht.

Vibro-Rüttelpfahl (Neue Baugesellsch. Wayss & Freytag AG. Frankfurt a M.). Rammrohr wie Simplexpfahl, wasserdicht angeschlossene, verloren gegebene Spitze. Rohr bleibt beim Rammen trocken, wird dann mit Beton gefüllt und unter Rüttelrammschlägen (abwechselnd nach oben und unten gerichtet) von der Spitze gelöst und hochgezogen, während der Beton durch das Rütteln mit grofser Kraft in den Boden gepreifst wird. Grundwasser wird also während des Betonierens und des Ziehens des Rohres völlig verdrängt, Beton einwandfrei, Wulstbildung. Pfähle mit und ohne Bewehrung

Frankipfahl (Frankipfahl Baugesellsch. m. b. H., Düsseldorf). Stahlrohr von 45 bis 50 cm Dmr., 20 bis 30 mm Wanddicke, oben und unten offen, wird unter besonderer Ramme auf den Boden gesetzt und 0,80 bis 1 m hoch mit erdfeuchtem Beton gefüllt. Der Beton wird mit 2,5 bis 3 t schwerem Rammbären (Stahl, zylindrisch, unten abgerundet) gestampft und dadurch so verdichtet, dafs er, wenn weiter mit 3 bis 4 m Fallhöhe gerammt wird, das Rohr mitnimmt. Nach Erreichen der Solltiefe wird das Rohr an der Ramme aufgehängt, der Beton unter ständigem Nachfüllen durch den Rammstampfer

aus dem Rohr in den Boden gepreifst. Klumpfufs- und Wulstbildung während des Hochziehens des Rohres. Bewehrung möglich; Stampfer arbeitet im Innern der Bewehrung. Aufsergewöhnlich dichter und fester Beton. Hohe Tragfähigkeit des Pfahles. Hindernisse im Boden werden leicht überwunden. Neigung der Pfähle bis 2,7 : 1 möglich. Durch die Innenrammung wird die Erschütterung der Umgebung gemildert.

Ortpfähle mit Bohrrohren.

Lorenzpfahl [Aba-Lorenz] (Allgemeine Baugesellsch. Lorenz u. Co. m. b. H., Berlin-Wilmersdorf.) Verlorenes Bohrrohr, 32 bis 40 cm Dmr. Unterhalb des Rohres kugelförmiger Klumpfufs von 80 bis 100 cm Dmr., mit besonderem Stahlblattbohrer hergestellt, der gestreckt im Rohr hinabgelassen und dann zusammengedrückt wird. Standfestigkeit des Bodens in der Höhlung notfalls durch Wasserüberdruck im Rohr erreicht. Betonausfüllung durch Schütten unter Wasser mit Senkbüchsen oder besser als Gufsbeton nach dem Kontraktorverfahren (S. 45), auch nach Vollendung des unteren Teils des Pfahles unter Wasserhaltung im Trockenen. Eiseneinlagen möglich dagl. Neigung der Pfähle.

Straufspfahl (Dyckerhoff & Widmann AG., Biebrich). Bohrrohr 30 bis 40 cm Dmr., wird wieder ausgezogen, während der Beton mit besonders geformtem Stampfer — bei Grundwasser unter Wasser — gestampft wird. Gefahr der Einschnürung und Bedenken gegen die Güte des Pfahlbetons bei Ausführung im Grundwasser ebenso wie beim Simplexpfahle. Wulstbildung (Abb. 24) stärker als beim Simplexpfahl, da Boden nicht durch Rammen verdichtet.

Abb. 24. Ausgegrabener Straufspfahl.

Prefsbetonpfahl Wolfsholz (A. Wolfsholz, Prefsbeton- u. Ingenieurbau AG., Berlin W 9). Stahlrohr von 25 bis 30 cm Dmr. wird eingebohrt, Bewehrung eingehängt, Rohr oben verschlossen, Wasser im Rohr mit Druckluft verdrängt, Beton im Trockenen eingepreifst und unter Ziehen der Rohre durch schnellen Druckwechsel (Druckluftstöfse) verdichtet, unter Klumpfufs- und Wulstbildung. Rohre beim Ziehen sicher führen, damit sie den Pfahl nicht beschädigen. Bei betonschädlichem Grundwasser bleibt Rohr (mit Innenanstrich) im Boden (Blechhülsenpfahl Wolfsholz). Neigung der Pfähle bis zur Waagerechten möglich.

Prefsbetonpfahl Michaelis-Mast (Beton- u. Tiefbaugesellsch. Mast m. b. H., Berlin SW 68). Stahlrohr 26 und 30 cm Dmr. wird eingebohrt. An Eisenbewehrung des Pfahles wird unten in das Rohr passende Platte befestigt und im Rohr abwärts gesenkt, nachdem sie mit Ton abgedichtet ist. Wasser entweicht durch durchgeführtes Ableitungsrohr nach oben, während weicher Beton nachgefüllt wird. Dann Rohr oben (bei langen Pfählen absatzweise) schliefsen und Druckluft einlassen, die den Beton aus dem Rohr in den Boden drückt und das Rohr hochtreibt. Fufsplatte verloren gegeben. Neigung möglich, auch Wulst- und Klumpfufsbildung.

Pfahl Brechtel. (Joh. Brechtel, Ludwigshafen a. Rh.) Wie Michaelis-Mast, nur an Stelle der mit Ton gedichteten Fufsplatte gufseiserner Dichtungskolben mit Gummiring, der nicht an Bewehrung befestigt, sondern mit Gabel eingesetzt wird und nach Anheben um

5 cm dichtet. Nach erreichter Dichtung Bohrrohr um 5 cm weiter eingetrieben, um Hohlraum unter Dichtungskolben zu schliefsen. Neigung möglich, auch Wulst- und Klumpfufsbildung.

Pfahl Grün & Bilfinger. (Grün & Bilfinger AG., Mannheim.) Stahlrohr 34 und 40 cm Dmr. eingebohrt, oben durch Druckluftschleuse abgeschlossen, durch die nach Ausblasen des Wassers weicher Beton unter Zusatz von Druckwasser eingebracht wird, das das Austrocknen des Betons bei Luftverlusten an Unterkante Rohr verhindern soll. Dann Luftschleuse durch Abschlufsplatte ersetzt und mit Druckwasser Beton in den Boden gedrückt und Rohr hochgetrieben. Bei grofsem Rohrdurchm. wird Ziehen des Rohres durch Wasserdruckpressen unterstützt[1]).

Ausländische Bauweisen. Sehr verbreitet Lösungen im Uebergange zur Brunnenröhrengründung. Erwähnenswert 43 m lange Pfähle von 58 cm Dmr. des Hudsontunnels in New York[2]); Stahlrohre, unter Rammschlägen gebohrt, mit Druckwasser gesäubert, unter Wasser mit Betonpfropfen geschlossen, ausgepumpt, Bewehrung eingehängt, im Trockenen ausbetoniert.

f) Einbringen der Pfähle. Beim Rammen günstig: schwerer Bär, schnelle Schläge, nicht zu grofse Fallhöhe. Bärgewicht etwa gleich Pfahlgewicht, bei Eisenbetonpfählen besser 1,5mal so grofs. Fallhöhe bei Holzpfählen bis zu 2 bis 3 m, bei Eisenbetonpfählen 1,2 bis 1,5 m. Schlagfolge: Zug- und Windenrammen etwa 10 bis 15, unmittelbar wirkende Rammen 30 bis 40, Rammhämmer 100 bis 500 Schlag in der Minute. Schnelle Schlagfolge in rolligem Boden günstig, in Tonboden langsames Rammen, das Spannungsausgleich gestattet, besser. Für Eisenbetonpfähle meistens Rammhauben, bei starker Bewehrung des Kopfes (günstig ist Spiralumschürung) bei Verwendung von Rammhämmern oft entbehrlich. Vorsicht, dafs Pfähle nicht durch zu starkes Rammen im Boden beschädigt werden. „Tanzen" des Bären auf Holzpfählen ist Warnung, dafs Eindringungswiderstand zu grofs und Gefahr des Stauchens. Bei Stahlpfählen Rammhauben. Rammen von Spundbohlen s. S. 36 u. 39. Bei Sandboden, besonders in (schwer rammbarem) feinem Sande: Einspülen der Pfähle und Spundbohlen. Beispielsweise bei 16 bis 20 m langen Holzpfählen je zwei Spüllanzen $\gtrsim$ 50 mm Dmr., Austrittöffnung 0,20 des lichten Querschnitts, Druckwasser von 10 bis 15 kg/cm², Kraftbedarf etwa 20 PS für 1 Lanze.

g) Tragfähigkeit der Pfähle. Für Entwürfe anzunehmen:

Holzpfähle,	30 cm	mittl. Dmr. tragen	20 bis 25 t
„	35 „	„ „ „	30 t
„	40 „	„ „ „	35 t
„	45 „	„ „ „	40 t
Eisenbetonpfähle	32×32 cm	„	25 bis 30 t
„	36×36 „	„	30 t
„	40×40 „	„	40 t.

Wenn keine ausreichenden örtlichen Erfahrungen, vor der Ausführung Tragfähigkeit durch Proberammung und Probebelastung nachweisen. Letztere bei grofsen Lasten mittels ungleicharmigen Belastunghebels[3]). Zulässige Last im allgemeinen etwa ½ der höchsten Probelast. Während der Ausführung Rammlisten führen, darin Pfahlabmessungen, Rammtiefe, Bärgewicht, Fallhöhe, Schlagfolge und Eindringen (Ziehen) der Pfähle in den letzten 10 Schlägen angeben. Letzteres $\leq$ 10 bis 20 cm je nach Pfahlabstand, andernfalls ist Pfahl nicht voll tragfähig. Rammliste läfst Ungleichheiten im Boden und in Tragfähigkeit der Pfähle erkennen, nötigenfalls längere

[1]) Bautechn. 1931, S. 257. — [2]) Dsgl. 1923, S. 441.
[3]) Bauing. 1927, S. 836. — Bautechn. 1933, S. 236.

oder dichter stehende Pfähle anordnen. Tragfähigkeit der Ortpfähle je nach Bauweise, aus Probebelastungen, die der Hersteller nachweist unter Berücksichtigung der anderen Bodenverhältnisse schätzen, im Zweifel Probebelastung an Ort und Stelle. — Ermittlung der Tragfähigkeit aus dem Arbeitsaufwande beim Rammen und dem „Ziehen" (Eindringen) der Pfähle („Rammformeln") unsicher.

Pfähle bei Gründungen nur auf Druck oder Zug in der Pfahlrichtung beanspruchen, nie auf Biegung. Waagerechte Kräfte durch Schrägpfähle aufnehmen; wo diese nicht ausreichen, durch Pfahlböcke die aus Druck- und Zugpfahl gebildet. Frei oder in nachgiebigem Boden stehende Pfähle auf Knickung berechnen.

h) Pfahlrost. Tiefer Pfahlrost über Grundpfählen, hoher Pfahlrost (Abb. 25) über frei stehenden Pfählen. Anordnung der Pfähle je nach Form des Bauwerkes und der Belastung: in Reihen, Jochen oder Bündeln. Pfahlköpfe greifen in die Bauwerksohle ein oder werden durch besondere Pfahlrostplatte verbunden. Hölzerne Rostplatte nur bei Holzpfählen, besteht aus Längs- und Querholmen und Bohlenbelag, an Stelle der Holme auch Doppelzangen. Eisenbetonplatte bei Holz- und Eisenbetonpfählen. Pfahlköpfe von Eisenbetonpfählen kann man bei Druckpfählen in die Platte eingreifen lassen. Bessere Verbindung (bei Zugpfählen notwendig) durch Aufbauen der Pfahlköpfe nach dem Einrammen und Abbiegen und Einbetonieren der Längseisen des Pfahles in die Platte. Die Köpfe hölzerner Zugpfähle schneidet man schwalbenschwanzförmig und bewehrt den sie umgebenden Beton mit einer Spirale.

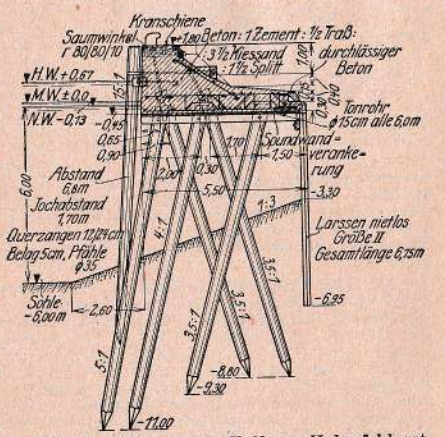


Abb. 25. Kaimauer in Kolberg, Holzpfahlrost.

Berechnung des Pfahlrostes durch Zerlegen des die Beanspruchung der Bauwerksohle bzw. der Pfahlrostplatte darstellenden Spannungskeiles entsprechend der Stellung der Pfähle. Genauere Rechnung für hohen Pfahlrost unter Berücksichtigung des elastischen Verhaltens der Pfähle[1]).

4. Brunnengründung.

Vorteilhaft, wenn durch gleichmäfsigen, sandigen, lehmigen, tonigen, jedenfalls hindernisfreien Boden bis zum tragfähigen Baugrund abzusenken. Bodenaushub unter Wasser (wirtschaftlich nur, wenn keinerlei Hindernisse, wie Findlinge, Baumstämme, Mauerwerkreste) oder unter Wasserhaltung. Im Notfalle (z. B. bei Hindernissen, wenn Wasserhaltung nicht möglich) Brunnen oben schliefsen und unter Druckluft absenken.

[1]) Nökkentved, Berechnung von Pfahlrosten, Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.

Baustoff. Eisenbeton. Wandungen oft günstiger in Mauerwerk, besonders bei betonschädlichem Grundwasser, aber auch, wird während des Absenkens Wechsel zwischen Aufmauern und Bodenaushub (über die frische Wandung hinweg) oft leichter bei schnell erhärtendem, ohne Schalung hergestelltem Mauerwerk. Statt Mauerwerk auch Betonformsteine. Röhrenbrunnen aus Stahlrohren. vor dem Absenken fertiggestellten Eisenbetonrohren oder aus einzelnen Schüssen (Ringen) aus Stahl oder Eisenbeton.

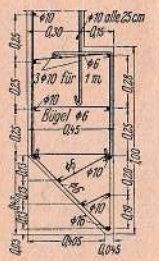


Abb. 26. Brunnenkranz in Eisenbeton. (Heinr. Butzer, Dortmund).

Brunnenkranz. Mit Schneide ausführen, Schneidenwinkel 45°; wenn Hindernisse zu erwarten, und in hartem Boden 30°. In Stahl: Winkeleisenring, dessen Schenkel durch Flacheisenringe verstärkt werden können. Bei gröfseren Abmessungen Versteifung beider Schenkel durch lotrechte Stehbleche oder dreieckförmiger Kastenring aus Stahlblechen, mit Winkeleisen verbunden, mit Beton gefüllt. Einfachste Ausführung in Eisenbeton: Ring mit Schneide (Abb. 26), bei hartem Boden oder Hindernissen Schneide mit Flach- oder Winkeleisen bewehrt (Abb. 28).

Wandungen Abmessungen reichlich, damit Wandungen den ungleichmäfsigen Beanspruchungen beim Absenken gewachsen. Hohes Gewicht des Brunnens erleichtert das Absenken. Zugfeste Ausführung (lotrechte Eisenanker) und Verankerung am Brunnenkranz gegenüber der Gefahr des Hängenbleibens und Abreifsens. Zwecks Verringerung der Reibung beim Absenken Verjüngung nach oben durch Absätze oder Anlauf (20 : 1 bis 5 : 1), bei Beton und Mauerwerk äufserer Glattputz.

Aufbau und Absenken. Meist Baugrubenaushub bis dicht über Grundwasser, dann Brunnenkranz verlegen. Brunnen hochmauern. In freiem Wasser Anschüttungen, auf denen Brunnen errichtet, oder Brunnen an Gerüst oder Kran hängend bis zur Gewässersohle ablassen oder mit vorläufigem Bodenverschlufs schwimmend an Ort und Stelle bringen, absetzen, Bodenverschlufs entfernen und dann absenken.

Absenken möglichst im Trockenen unter Wasserhaltung, da dann Geschwindigkeit und Richtung des Absenkens am besten zu regeln. Hindernisse am einfachsten zu überwinden. Bodenaushub unter Wasser mit Greifer, Brunnenbagger, Bohr- und Spülmaschinen, Schlammpumpen oder Luftstrahlpumpen. Vorsicht bei feinem Sande, der von aufsen in grofsen Mengen nachdringt (auch bei Wasserhaltung): Senkungstrichter, die die Umgebung gefährden, Gefahr ruckweisen Absinkens verbunden mit Sandeinbrüchen, Gefahr des Schiefstellens und Abreifsens. Gegenmittel: Wasserspiegel im Brunnen höher halten als aufsen. Beim Absenken besonders von Röhrenbrunnen und Brunnenringen kann man als Belastung Boden, Steine, Schienen usw. aufbringen.

Unter Wasser abgesenkte Brunnen unten durch mit ortsfestem Trichter geschütteten Beton (Kontraktorverfahren, s. S 46) schliefsen, dann leerpumpen und im Trockenen mit Beton, Sparbeton, Kies oder Sand (Abb. 27) füllen. In betonschädlichem Wasser bei wichtigen Bauwerken (Brückenpfeilern) nicht anwendbar, da der Beton noch frisch mit dem Wasser in Berührung kommt und zerstört werden kann.

Röhrenbrunnen mit wiedergewonnenen Stahlrohren (1 bis 1,25 m Dmr.) bei Gründung des Deutschen Museums[1]), mit Eisenbetonrohren in Le Verdon[1]). Gründung mit Brunnenmantel, der durch nebeneinanderstehende Röhrenbrunnen gebildet, bei der Beltbrücke[2]).

[1]) Bautechn. 1930, S. 197.

5. Druckluftgründung mit Senkkasten.

Entsteht aus Brunnengründung, wenn Brunnen oben geschlossen und Druckluft eingeprefst, die das Wasser bis zur Senkkastenschneide zurückdrängt. Absenken durch Abgraben und Herausbefördern des Bodens. Inneres des Senkkastens (Arbeitsraum) mit Aufsenluft durch Luftschleusen für Personen, Baustoffe und Boden verbunden. Nach Erreichen der Solltiefe wird Arbeitsraum ausbetoniert. Ausgeführt bis 37,5 m Tiefe unter Wasser, in Deutschland[3]) bis 27 m. Wegen gesundheitlicher Gefahr für die Arbeiter Tiefen über 20 m nur im Notfalle, wenn andere Lösung unmöglich.

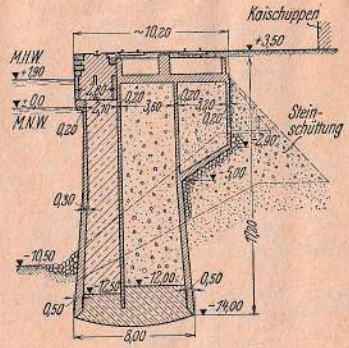


Abb. 27 Brunnen der Kaimauer in Lobito, erbaut von Grün & Bilfinger Mannheim (Querschnitt).

Vorteile: durchführbar bei stärkstem Wasserandrang, der durch Pumpen nicht zu bewältigen; ermöglicht Freilegen, Untersuchen und Probebelasten des Baugrundes; ermöglicht vollen Schutz des Bauwerkes gegen betonschädliches Wasser; überwindet beim Absenken jedes Hindernis, bei dem Brunnen- und Pfahlgründung versagt, daher Einhalten der Baufristen gewährleistet.

Anwendungsgebiet: Brückenpfeiler, Kaimauern, Schleusenhäupter, Wehre, Sammelbrunnen, Senkschächte im Bergbau usw.

Baustoff: Holz und Mauerwerk veraltet. Stählerne Senkkasten nur noch in Ausnahmefällen, vorteilhaft wegen geringen Gewichtes, grofser Widerstandskraft und leichter Ausbesserungsmöglichkeit bei schweren Hindernissen im Boden, Steinbänken oder zerklüftetem Fels, u. U. auch in unerschlossenen Gegenden bei Mangel an Betonarbeitern. Eisenbeton vorteilhaft, weil billig, beliebige Formgebung, auf der Baustelle in kurzer Zeit herstellbar, keine Rostgefahr wie bei Eisen. Betonumhülltes Stahlfachwerk (Bauart Beuchelt), dem Eisenbeton etwa gleichwertig, für schwimmend zur Versenkstelle gebrachte Senkkästen unterlegen: Vorteil: geringes Gewicht, das meistens Spindelabsenkung (s. u.) ermöglicht.

Abmessungen. Grundrifsform durch Bauwerk gegeben. Teilung in zwei Senkkästen, wenn Länge > 50 m; Auflösung in Röhrensenkkästen verbreitet in Amerika. Aufsenwände mit Anlauf zur Verringerung der Reibung, Glattputz, auch Blechverkleidung.

Arbeitsraum möglichst frei von Einbauten. Bei langen Senkkästen und bei betonumhülltem Stahlfachwerk (Bauart Beuchelt) Querversteifungen in Höhe der Schneide trotz Erschwerung der Arbeiten im Senkkasten. Bei stählernen Senkkästen Träger zugänglich im

[1]) Gén. Civ. 1932, S. 293 u. 322. — Bautechn. 1932, S. 518 u. 525.
[2]) Bautechn. 1929, S. 124, 190 u. 253; 1931, S. 72 u. 683; 1932, S. 493
[3]) Bautechn. 1925, S. 329.

Arbeitsraum, wenn Beschädigungen durch Hindernisse zu befürchten sind. Lichte Höhe des Arbeitsraumes 2,20 m; Decke zum Schachtrohr etwas ansteigend, um Fugenbildung beim Ausbetonieren zu verhindern. Damit kein Luftverlust, stählerne Senkkästen wasserdicht nieten. Eisenbetonkästen innen verputzen. Weifser Kalkanstrich gut zur Verbesserung der Beleuchtung.

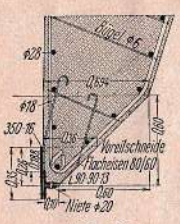


Abb. 28. Senkkastenschneide[1]).

Schneide bei festem Boden, grobem Kies oder Hindernissen scharf, sonst stumpfer, damit nicht zu tiefes Einsinken. Eisenbetonschneide, namentlich wenn scharf, mit Eisen (Winkeleisen) belegen; auch vorspringende Stahlschneide (Abb. 28). Sichere Befestigung nötig.

Absenken ohne Führung vom Gelände, der Baugrubensohle, einer Anschüttung aus, im freien Wasser von künstlicher Versenkinsel oder von der Gewässersohle aus, nachdem Senkkasten schwimmend angebracht und auf Sohle abgesetzt ist. Mit Führung mittels Versenkgerüst, an dem Senkkasten mit Schraubenspindeln hängt. Bei Spindelabsenkung (Abb. 29) beherrscht man das Absenken am besten, daher vorteilhaft bei Hindernissen, bei weichen Bodenschichten und beim Aufsetzen in starker Strömung auf leicht bewegliche Flufssohle, wobei frei aufgesetzte Senkkästen durch Unterspülung gefährdet sein würden. Wirtschaftlich nur, wenn Versenkgerüst gerammt werden kann. Spindelabsenkung erfordert geringes Gewicht des Senkkastens, wird meist vorgezogen, wenn dies möglich (wie bei Senkkästen aus Stahl und betonumhülltem Stahlfachwerk). Schräg absenken[2]) (Verfahren von Beuchelt; Abb. 30), wobei Senkkasten auf seiner schrägen Aufsenwand (Neigung $\geq 5:1$, möglich bis $3:1$) abgleitet, sonst ohne Führung.

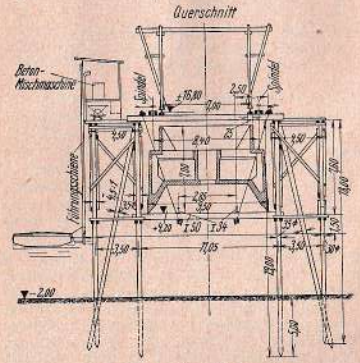


Abb. 29. Spindelabsenkung (Rheinbrücke Köln).

Uebermauern der Senkkasten. Nicht genügend erhärteter Beton darf nicht mit Boden oder Wasser in Berührung kommen; Ausschalungsfristen wahren; mögliches Hochwasser berücksichtigen. In Strömung Beton verblenden (auch mit Betonformsteinen). Höhe der Aufmauerung mufs dem jeweiligen Stande des Absenkens entsprechen. Dem Gewicht von Senkkasten und Aufmauerung widerstehen Wandreibung, Bodenwiderstand an der Schneide, Luftdruck gegen Decke des Arbeitsraumes (bei wassergefülltem Arbeitsraume der Auftrieb) und bei Spindelabsenkung der (gering zu bemessende) Spindelzug. Grobregelung des Absenkens durch Gewicht der Uebermauerung,

[1]) B. u. E. 1933, S. 1 u. 21.
[2]) Bautechn. 1929, S. 566, u. 1933, S. 81.

Feinregelung durch die Art des Bodenaushubes. Empfehlenswert genauer Absenkplan für Zeitfolge des Aufmauerns, bei der Ausführung ständig nach der Wirklichkeit berichtigen. Oft nur Hochmauern eines Mantels zweckmäfsig, um Absenkgewicht gering zu halten.

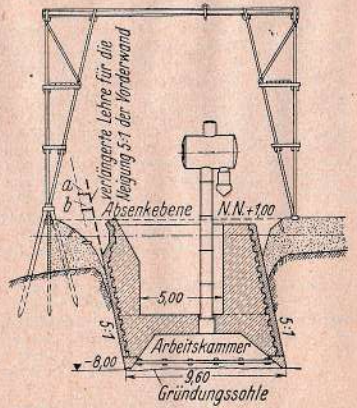


Abb. 30. Schrägabsenken (Beuchelt & Co.).

Arbeiten in Druckluft. Mafsgebend Verordnung für Arbeiten in Druckluft von 29.5.1935 (Ztrlbl. d. Bauv. 1935, S. 547), die auf jeder Baustelle vorrätig zu halten ist. Sie enthält alle Sicherheits- und gesundheitlichen Vorschriften, regelt Arbeitszeit, Ein- und Ausschleusungszeit usw. Bodenaushub in Kübeln oder mit Förderband zum Schachtrohr oder Boden durch Rohre ausgeblasen (trocken oder mit Wasser gemischt). Durch Aushub wird Absenkrichtung beeinflufst, indem man eine Seite des Senkkastens tiefer senkt. Beton im Arbeitsraume so einbringen, dafs keine Fugen entstehen können. Luftdruck bis zum vollständigen Schlufs in voller Höhe aufrecht erhalten, damit der frische Beton nicht unter Ueberdruck.

6. Verschiedenes.

a) **Taucherglockengründung.** Taucherglocke nur Hilfsgerät, wird nicht wie der Druckluftsenkkasten Teil des Bauwerkes. Nur für Bauten, die frei auf der Gewässersohle stehen, da Absenken der Glocke in den Boden nicht möglich. Früher für Kaimauer-, Schleusen- und Trockendockbauten verwendet (heute dafür bessere Bauweisen). Heute noch zweckmäfsig für Arbeiten auf der Gewässersohle, Abgleichen felsigen Baugrundes, Herstellen von Betonausgleichschichten als unterster Gründungsschicht, Schliefsen von Fugen zwischen Betonblöcken, Schwimmkästen oder Druckluftsenkkästen, Verzimmern des Pfahlrostes von Kaimauern.

b) **Dichtung gegen Grundwasser**[1]). Siehe Kapitel „Flüssigkeitsbehälter".

c) **Maschinengründungen**[2]). Grundwerke von Maschinen unterliegen dynamischen Kraftwirkungen: einzelnen und unregelmäfsigen Stöfsen (z. B. bei einem Fallhammer) und den regelmäfsig veränderlichen Kräften der hin- und hergehenden oder umlaufenden Maschinen. Das Grundwerk ist Puffer zwischen Maschine und Baugrund, es soll die Stöfse und Schwingungen dämpfen — Abfederung durch Korkplatten, Gummi, Filzlagen, stählerne Schraubenfedern (weichste Federung). Trennung des Grundwerkes von den anderen Bauteilen durch Fugen (Luftspalt). Grundwerk so anordnen, dafs Stofs in seiner Mitte wirkt.

[1]) Schultze-Sichardt, Grundwasser-Abdichtung, 3. Aufl. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.
[2]) Rausch, Maschinenfundamente, 1. Teil. Berlin 1936, VDI-Verlag.

Stöfse durch grofse Mafse des Grundwerkes und weiche Federung abfangen, bei Dauerschwingungen Zusammenfallen der Eigenschwingungen des Grundwerkes und der Erregerschwingungen der Maschine (Resonanz) vermeiden.

Bei Drehzahlen > 500/min: Eigenschwingzahl des Grundwerkes tief legen, grofse Mafse, weiche Federung, wobei bei Drehzahlen > 1500 (z. B. Turbinen) einfache Federung genügt, bei mittleren Drehzahlen Stahlfedern nötig. Bei Drehzahlen < 300/min oder starren Rohranschlüssen Eigenschwingzahl hoch legen (geringe Mafse, Hohlkörper, steife Auflagerung auf grofser Fläche)

Grundwerke müssen Zugspannungen aufnehmen können, sind also in jeder Richtung zu bewehren. Arbeitsfugen vermeiden. Maschinen in lotrechter und waagerechter Richtung festlegen. Vorsicht bei (nicht bindigem) Sand- und Kiesboden, der durch Schwingungen eingerüttelt wird.

Berechnung bei lotrechten Stofswirkungen, z. B. eines Fallhammers[1]. Zurückgeführt auf ruhende Belastung durch Einführen einer ruhenden Last P (statische Ersatzkraft), deren Wirkung der Stofswirkung gleich ist.

$$P = \mu \nu' G = \mu \cdot \frac{v}{\sqrt{g\delta}} \cdot G = \mu \cdot \frac{v_B (1+k) B}{(B+G)\sqrt{g\delta}} \cdot G,$$

worin: $\mu = 3$ der Ermüdungsbeiwert, durch den berücksichtigt wird, dafs die Festigkeit der Baustoffe bei Schwingungsbeanspruchung etwa $^1/_3$ der Festigkeit bei ruhender Last ist (Ermäfsigung auf $\mu = 2$ bei nur zeitweilig auftretenden Schwingungen),

ν' Erschütterungsbeiwert (dynamischer Beiwert),

G Gewicht des Gründungskörpers,

v Anfangsgeschwindigkeit des Gründungskörpers unmittelbar nach dem Stofse,

B Gewicht des stofsenden Körpers,

v_B Aufprallgeschwindigkeit,

k die Stofszahl $(0 < k < 1)$, abhängig von der Beschaffenheit der zusammenstofsenden Körper, im allgemeinen etwa 0,6,

$g = 9{,}81$ m/sek² die Erdbeschleunigung,

δ die lotrechte elastische (nicht bleibende) Senkung des Grundwerkes unter seinem Gewicht G.

Werte für δ. Bei mittelbarer Auflagerung des Grundwerkes auf den Baugrund ist für δ seine Senkung einzusetzen, die durch Bodenuntersuchung zu ermitteln (siehe A, 3, S. 32).

Bei federnder Unterlage:

$$\delta = \frac{G\,d}{F\,E},$$

worin d Dicke der Unterlage,

E Elastizitätsziffer, für Naturkork etwa 150, für Gummi 60 bis 70 kg/cm².

Bei Pfahlrost:

$$\delta = \frac{G\,l_p}{a\,F_p\,E},$$

worin a Zahl der Pfähle,

l_p wirksame Länge der Pfähle, von Oberkante Pfahl bis Schwerpunkt der Kraftübertragung in den Boden, etwa $^2/_3$ der vollen Pfahllänge,

F_p Pfahlquerschnitt,

E Elastizitätsziffer (Holz 100000, Beton 140000 kg/cm²).

[1]) Beton u. Eisen 1928, S. 321 u. 1930, S. 249. — Bauingenieur 1934, S. 73 u. 402, und 1936, S. 342.

Bei Auflagerung auf Stahlfedern:

$$\delta = \frac{G\,i}{a\,c},$$

worin a Anzahl der Federn,

i Zahl der Windungen einer Feder,

c Steifigkeitsziffer, d. h. die Kraft, die einer Windung eine Durchfederung von 1 mm erteilt[1]).

Die Beanspruchung des Baugrundes nimmt ab mit wachsender Masse des Grundwerkes und mit zunehmender Weichheit der Federung. Daher künstliche Federung (Kork, besser Stahlfedern) empfehlenswert. Für Berechnung des Gründungskörpers ist die Ersatzkraft P in der (oberen) Stofsfuge zu ermitteln.

Berechnung von Grundwerken für hin- und hergehende und umlaufende Maschinen.

Eigenschwingzahl eines Grundwerkes in der Minute:

$$n_e = \frac{300}{\sqrt{\delta}},$$

worin δ die lotrechte, elastische Senkung der Unterlage des Grundwerkes (Baugrund, Kork, Federn, Pfähle usw.) mit den oben angegebenen Werten.

Statische Ersatzkraft bei lotrechter Kraftwirkung ungedämpfter Schwingungen (aufserhalb des Resonanzbereiches (s. u.) auch für gedämpfte Schwingungen gültig):

$$P = \mu \nu K = \mu \cdot \frac{n_e^2}{n_e^2 - n_m^2} \cdot K,$$

worin $\mu = 3$ Ermüdungsbeiwert (wie oben).

ν dynamischer Beiwert,

K Gröfstwert (Amplitude) der erregenden, sinusförmig wechselnden Kraft,

n_m Erregerschwingzahl.

Bei Resonanz ($n_e = n_m$) wird bei ungedämpfter Schwingung ν und P unendlich grofs, bei gedämpfter Schwingung, die praktisch immer vorliegt, ist für den Resonanzbereich $\left(\frac{n_e}{n_m} = 0{,}8 \text{ bis } 1{,}25\right)$ für Eisenbeton $\nu_r \approx 10$, für den Baugrund $\nu_r \approx 5$ einzusetzen[2]). Bei hohen Drehzahlen der Maschine ($n_m > n_e$) mufs beim Anlaufen der Resonanzbereich durchfahren werden, die Rechnung ist deshalb auch dafür durchzuführen (wegen der kurzen Zeit des Durchfahrens mit $\nu_r = 2$).

Berücksichtigung der waagerechten und Drehschwingungen notwendig, Berechnungsweise ist in der angegebenen Quelle[3]) zu vergleichen Formgebung aufgelöster Grundwerke (z. B. für Dampfturbinen) nach den Richtlinien[4]) des Ausschusses für Bodenschwingungen der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen.

[1]) Angaben in „Hütte", 26 Aufl., Bd. I, S. 668. Da die dort gegebenen Zahlen unter Einsetzen eines Erschütterungszuschlages von 50 vH gerechnet sind, können sie für die obenstehende Rechnung um 50 vH erhöht werden.

[2]) Rausch, Maschinenfundamente, 1. Teil, S. 29.

[3]) desgl. S. 53 bis 73, 98 bis 111.

[4]) Bauing. 1933, S. 227.

Mauerwerkbau im Ingenieurbau[1]).

Bearbeitet von **Justus Krüger** †, Beratender Ingenieur VBI, Hamburg.
Ueberarbeitet von Dr.-Ing. **Bernhard Siebert**,
Beratender Ingenieur VBI, Hamburg.

Beton wird anstatt Ziegelmauerwerk mit Vorteil dann zu Wänden verwendet, wenn deren Dicke nicht zu gering ist, weil sonst die Einschalungskosten die Ausführung zu teuer machen. Im Spritzbetonverfahren (Antragen von Beton gegen eine Schalwand und Eisengeflecht mittels Druckluft) kann die Herstellung auch dünner Wände noch wirtschaftlich sein.

Die Schalung, Dielen (2,5 bis 5 cm), Pfosten (10 bis 14 cm dick) (Abb. 1), mufs fest und steif gegen Stöfse und Erschütterungen während der Stampfarbeit sein, damit die Form erhalten bleibt. Zweckmäfsigkeit der Schalung ist sehr wichtig. Unnötiger Holzaufwand mufs vermieden werden. Versteifung durch Pfosten und Querriegel! Gegebenenfalls ist die Schalung in einzelne Tafeln aufzulösen. Bei hohen Pfeilern kann die einfache bewegliche, mit fortschreitender Betonierung maschinell gehobene Schalung (Wander- oder Gleitschalung) vorteilhaft verwendet werden.

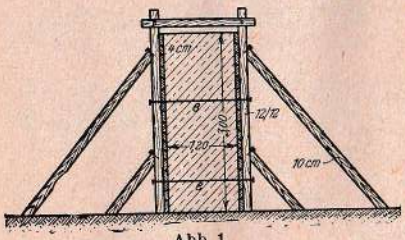


Abb. 1.

Bei Futtermauern wird die hintere Schalungswand unnötig, wenn der Beton gegen den Erdkörper gestampft werden kann.

Die Dicke der Wand richtet sich nach der Art und Gröfse der Belastung.

Die Ansichtsfläche wird gern materialecht, ohne Verkleidung gelassen.

Futtermauern.

Mauern zur Bekleidung oder Verblendung von Felswänden und gewachsenem Boden, die keinen Erddruck ausüben, heifsen Futtermauern. Gute, ausgiebige Entwässerung des verkleideten Körpers ist erste Bedingung für den Bestand der Mauer. Hintere Absätze müssen vermieden werden, weil diese das Versickern des Wassers behindern.

Dicke der Futtermauer ohne Ueberschüttung = etwa ein Drittel der Höhe h (Bankettabsatz bis Mauerobérkante); mit Ueberschüttung Kronenbreite

$$b = 0{,}292 + 0{,}27\,h - \frac{h}{10}\left(1 - \frac{H}{3\,h}\right)^2,$$

worin H die Höhe der Ueberschüttung mit 1- bis $1^1/_2$ facher Böschung in m bedeutet.

Stützmauern gegen äufsere Kräfte.

Sobald der Erdkörper steiler als unter dem natürlichen Ruhewinkel abgeböscht wird, werden Stützmauern erforderlich. Sie werden vorn etwa $^1/_5$ bis $^1/_{20}$ geneigt, hinten entweder senkrecht oder schräg abgetreppt, um das Eigengewicht der Mauer durch das belastende Erdreich zu erhöhen und den Massenaufwand zu vermindern.

Die Standsicherheit einer Stützmauer wird erreicht, wenn:

1. die Summe der Momente um den Drehpunkt gleich Null ist;

[1]) Ausführlicheres siehe Handb. f. Eisenbetonbau. 4. Aufl., IV. Bd. Kapitel 1: Stützmauern, Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

2. die Beanspruchungen des Baustoffes nirgendwo die zulässige Grenze überschreiten;
3. die zulässige Belastung des Baugrundes nicht überschritten wird;
4. eine waagerechte Verschiebung nicht eintreten kann.

Ermittlung des Erddrucks.

Der Druck eines Erdkörpers gegen eine Wand kann nach zwei verschiedenen Gesichtspunkten ermittelt werden. Man nimmt entweder an, dafs die Wand nachgibt, so dafs ein sich lostrennender durch die sogenannte Gleitfläche (gefährlicher Rifswinkel) begrenzter Erdkeil diese drückt — d. i. die Lehre vom Erdprisma des gröfsten Druckes (Coulombsche Theorie) —, oder man stellt die Gleichgewichtsbedingungen für ein Erdelement im Innern des Erdreichs auf, um den Beitrag ermitteln zu können, den dieses Element zum Erddruck liefert — d. i. die Lehre vom unbegrenzten Erdkörper (Rankine, Scheffler, Winkler). Das erste Verfahren ist das für die Praxis brauchbarere.

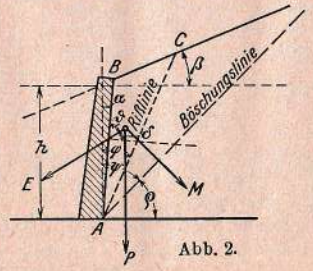


Abb. 2.

Das erdstatische Problem behandelt ausführlich Fellenius[1]) unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Seine Rechnungsverfahren haben Bedeutung bei der Ermittlung der Standsicherheit geböschter Erdkörper, bei Untersuchungen von Erdrutschungen und für Bauwerkgründungen auf losem Baugrunde. Terzaghi[2]) vermifst das Bindeglied zwischen Geologie und Erdbaumechanik — der Vorhersage der Wirkung gegebener Kraftsysteme auf den Boden und der Einschätzung des vom Boden auf Stützwerke ausgeübten Druckes —.

a) Rechnerische Ermittlung des Erddruckes.

Der aktive Erddruck eines unter dem Winkel β zur Waagerechten geböschten, oben eben abgeglichenen Erdkörpers gegen eine unter dem Winkel α zur Senkrechten geneigte Wandfläche wird, wenn der Zusammenhang der gebundenen Erdmasse vernachlässigt wird,

$$E_a = {}^1/_2\,\gamma\,h^2\,\frac{\sin(R-\beta-\alpha)\,\sin(\varphi-\alpha)\,\sin(\psi-\varphi)}{\cos^2\alpha\,\sin(R-\beta-\varphi)\,\sin(\vartheta+\alpha+\psi-\varphi)},$$

oder in vereinfachter Form $E_a = {}^1/_2\,\gamma\,h^2\,\lambda_a$[3]), worin γ das Raumgewicht des Hinterfüllungskörpers in kg/m³ ist.

Ist $\beta = 0$, $\alpha = 0$, wird die Reibung zwischen Erdkörper und Wandfläche vernachlässigt, also $\vartheta = 90^0$, und angenommen, dafs die Rifslinie mit der Winkelhalbierenden des Winkels ψ zusammenfällt, wird

$$E = {}^1/_2\,\gamma\,h^2\,\mathrm{tg}^2\,\psi/2 \text{ oder,}$$

wenn der natürliche Böschungswinkel $\rho = R - \psi$ eingesetzt wird,

$$E = {}^1/_2\,\gamma\,h^2\,\mathrm{tg}^2(45^\circ - \rho/2) = {}^1/_2\,\gamma\,h^2 \cdot \lambda_a.$$

λ_a ist die Erddruckziffer für den aktiven Erddruck.

[1]) W. Fellenius. Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion, Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Leipzig u. Wien 1925, Franz Deuticke.

[3]) Tabellen über E-Werte s. Krey-Ehrenberg, Erddruck, Erdwiderstand usw., 5. Aufl., Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

Für die Ermittlung der Erddruckgröfse müssen für ρ, γ und den Reibungswinkel δ die Werte eingesetzt werden, die den Eigenschaften der zu stützenden Erdmasse entsprechen.

Tabelle Werte ρ und γ.

Bodenarten		ρ	γ	λ_a
Lehm-Ton . .	nafs	20°—25°	1,9	0,491—0,406
Sand	nafs gesättigt	25	2,0	0,406
Kies	nafs	25	1,86	0,406
Dammerde . .	gesättigt nafs	27	1,8	0,376
Sand	trocken	30	1,6	0,333
		35	1,65	0,271
Kies	trocken	35	1,4	0,271
Dammerde . .	trocken	40	1,4	0,217
Lehm	trocken	40	1,5	0,217
		45	1,5	0,172
Ton	trocken	40	1,6	0,217
		50	1,6	0,132

Die Werte λ_a gelten für die Annahme $\delta = \rho$.

Wert δ. Die Werte des Reibungswinkels δ liegen zwischen Null und dem natürlichen Böschungswinkel ρ. Müller-Breslau schlägt vor, δ nicht $> {}^3/_4\,\rho$ zu nehmen[1]); Möller empfiehlt für glatte Wände ${}^1/_3\,\rho$, für geputzte ${}^2/_3\,\rho$.

In der Tabelle auf S. 64 u. 65 sind die Werte λ_a bezw. λ_{a_w} (für den waagerechten Erddruck-Seitendruck) für verschiedene Böschungswinkel ρ, für verschiedene Neigungen der Oberfläche des gestützten Erdkörpers β (ansteigende positiv, fallende negativ) und für jeden Fall bei $\delta = 0$, $= {}^1/_3\,\rho$, $= {}^2/_3\,\rho$, $= \rho$ zusammengestellt.

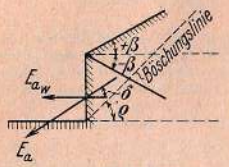


Abb. 3.

Der waagerechte Erddruck eines oben waagerecht begrenzten Erdkörpers, der aufserdem mit Boden von der Schüttungshöhe h_1 belastet ist, wird

$$E_{a_w} = {}^1/_2\,\gamma\,(h^2 + 2\,h\,h_1)\,\mathrm{tg}^2\,(45° - \rho/2).$$

Höhenlage des Angriffspunktes von E_{a_w} über der Sohle

$$y = h/3 \cdot \frac{h + 3\,h_1}{h + 2\,h_1}.$$

Abstand der Schwerlinie G von der linken Kante

$$s = \frac{b_o^2/2 + (b_u - b_o)/2\,(2\,b_o + b_u)/3}{(b_u + b_o)/2}.$$

b_o bedeutet Kronenbreite, b_u bedeutet Breite der Sohle.

Abstand des Schnittpunktes der Resultanten aus G und E mit der Sohle von der linken Kante

$$x = \frac{b^2/2 - k^2\,h^2/6 - m\,p\,h^2/g}{b - k\,h/2} \text{ in m.}$$

[1]) Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, Stuttgart 1933, A. Kröner.

In der folgenden Tabelle sind für den trapezförmigen Querschnitt (Abb. 4) mit einer Neigung der Vorderfläche 5:1 — also $k = 0{,}2\,h$ — die b-Werte — Breite der Sohle — zusammengestellt für die Höhen $h = 2{,}00$ bis 8,00 m; für $\rho = 45°$, 40°, 30°, 25°; für $\delta = 0$; ohne Ueberschüttung und mit 1,00 m hoher Ueberschüttung; $g = 2{,}2$ t/m³; $\gamma = 1{,}8$ t/m³. Als zulässige Baugrundpressung gewählt $\sigma = 30$ t/m².

Tabelle der b-Werte.

h in m	ohne Ueberschüttung				mit 1 m hoher Ueberschüttung			
	$\rho = 45°$	40°	30°	25°	$\rho = 45°$	40°	30°	25°
2,00	0,60	0,60	0,68	0,75	0,80	0,85	1,05	1,15
3,00	0,85	0,90	1,07	1,13	1,10	1,16	1,46	1,60
4,00	1,10	1,20	1,47	1,55	1,40	1,50	1,92	2,10
5,00	1,40	1,54	1,92	2,07	1,73	1,87	2,40	2,70
6,00	1,70	1,90	2,37	2,65	2,08	2,30	2,90	3,38
7,00	2,05	2,32	2,92	3,28	2,50	2,75	3,50	4,05
8,00	2,45	2,78	3,63	4,07	2,97	3,25	4,25	4,85

Die Werte sind zeichnerisch ermittelt und rechenschiebergenau.

Durch Anordnung einer vorspringenden Nase von 0,6 a Breite (Abb. 4) kann die Baugrundpressung σ_l herabgemindert werden.

R. Petersen[1]) empfiehlt, als zweckmäfsigste Form den nebenstehenden Querschnitt (Abb. 4) zu wählen und mit den ungünstigsten Werten für Gröfse und Richtung des Erddruckes zu rechnen, dafür aber auch die höchstzulässige Baugrundpressung anzunehmen.

Sicherheit gegen Kippen vorhanden, wenn die untere Breite der Mauer b ist:

$$b_0 \geqq h\sqrt{\frac{2\,m\,p}{g} + \frac{k^2}{3}}.$$

Die ganze Sohle der Mauer kommt zum Tragen, wenn b ist:

$$b_1 = h\left[-\frac{k}{2} + \sqrt{\frac{6\,m\,p}{g} + \frac{5}{4}\,k^2}\right].$$

Es bedeuten (Abb. 4):

h = Höhe der Mauer in m,

$m = \frac{E}{h^2} = {}^1/_2\,\gamma\,\lambda_a$,

γ = Raumgewicht des Hinterfüllungsbodens in t/m³,

g = Raumgewicht der Mauer in t/m³,

$p = \frac{e}{h}$,

e = Höhe des Angriffspunktes von E über der Sohle in m,

k = tangens des Neigungswinkels der Vorderwand.

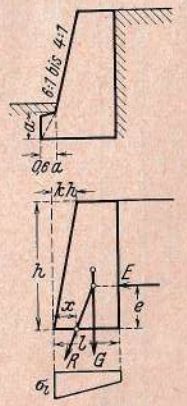


Abb. 4.

Die erforderliche Breite b der Sohle liegt zwischen den Werten b_0 und b_1.

Die Baugrundpressung links (Kantenpressung) ist

$$\sigma_l = \frac{2\,h\,g}{3\,x}\left(b - \frac{k\,h}{2}\right) \text{ in t/m}^2.$$

[1]) Petersen, Erddruck auf Stützmauern, Berlin 1924, Jul. Springer.

Tabelle.

β	δ	λ_a-Werte. $\rho = 20°$	25°	30°	35°	40°	45°	50°		λ_{a_w}-Werte. $\rho = 20°$	25°	30°	35°	40°	45°	50°
+ 50°	0	.	.	.	.	.	.	0,413	Steigende Böschung ↑	.	.	.	.		.	0,413
	$^1/_3\,\rho$	.	.	.	.	.	.	0,431		.	.	.	.	.	.	0,413
	$^2/_3\,\rho$	.	.	.	.	.	.	0,495		.	.	.	.	.	.	0,413
	ρ	.	.	.	.	.	.	0,643		.	.	.		.	.	0,413
+ 45°	0	.	.	.	.	.	0,500	0,241		.	.	.		.	0,500	0,241
	$^1/_3\,\rho$	.	.	.	.	.	0,518	0,239		.	.	.		.	0,500	0,229
	$^2/_3\,\rho$	.	.	.	.	.	0,577	0,259		.	.	.		.	0,500	0,216
	ρ	.	.	.	.	.	0,707	0,311		.	.	.		.	0,500	0,200
+ 40°	0	.	.	.	.	0,586	0,303	0,206		.	.	.	.	0,586	0,303	0,206
	$^1/_3\,\rho$	.	.	.	.	0,602	0,297	0,200		.	.	.	.	0,586	0,287	0,192
	$^2/_3\,\rho$	.	.	.	.	0,655	0,314	0,214		.	.	.	.	0,586	0,272	0,179
	ρ	.	.	.	.	0,765	0,359	0,254		.	.	.	.	0,586	0,254	0,163
+ 35°	0	.	.	.	0,672	0,368	0,260	0,185		.	.	.	0,672	0,368	0,260	0,185
	$^1/_3\,\rho$	.	.	.	0,686	0,359	0,252	0,180		.	.	.	0,672	0,349	0,243	0,172
	$^2/_3\,\rho$	.	.	.	0,731	0,370	0,261	0,190		.	.	.	0,672	0,331	0,226	0,159
	ρ	.		.	0,819	0,408	0,294	0,224		.	.	.	0,672	0,313	0,208	0,144
+ 30°	0	.	.	0,750	0,434	0,317	0,235	0,172		.	.	0,750	0,434	0,317	0,235	0,172
	$^1/_3\,\rho$	.	.	0,762	0,421	0,305	0,225	0,165		.	.	0,750	0,412	0,296	0,217	0,158
	$^2/_3\,\rho$	.	.	0,798	0,427	0,310	0,232	0,174		.	.	0,750	0,392	0,276	0,201	0,145
	ρ	.	.	0,866	0,455	0,336	0,259	0,204		.	.	0,750	0,372	0,257	0,183	0,131
+ 25°	0	.	0,821	0,503	0,380	0,287	0,218	0,162		.	0,821	0,503	0,380	0,287	0,218	0,162
	$^1/_3\,\rho$	.	0,830	0,486	0,361	0,275	0,207	0,155			0,821	0,478	0,354	0,267	0,200	0,148
	$^2/_3\,\rho$	.	0,857	0,486	0,362	0,276	0,212	0,162		.	0,821	0,457	0,333	0,246	0,184	0,135
	ρ	.	0,906	0,503	0,380	0,297	0,236	0,188		.	0,821	0,436	0,311	0,227	0,167	0,121
+ 20°	0	0,884	0,572	0,441	0,343	0,266	0,204	0,154		0,884	0,572	0,441	0,343	0,266	0,204	0,154
	$^1/_3\,\rho$	0,891	0,550	0,418	0,326	0,252	0,194	0,147		0,884	0,544	0,412	0,319	0,245	0,187	0,141
	$^2/_3\,\rho$	0,908	0,546	0,414	0,324	0,252	0,197	0,153		0,884	0,523	0,389	0,297	0,225	0,171	0,128
	ρ	0,904	0,553	0,425	0,336	0,269	0,219	0,177		0,884	0,501	0,368	0,275	0,206	0,155	0,114
+ 15°	0	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
	$^1/_3\,\rho$	0,625	0,479	0,379	0,301	0,235	0,183	0,140		0,654	0,474	0,372	0,296	[illegible]	[illegible]	[illegible]
	$^2/_3\,\rho$	0,606	0,468	0,371	0,296	0,235	0,185	0,146		0,589	0,448	0,349	0,272	0,209	0,160	0,122
	ρ	0,602	0,469	0,376	0,306	0,249	0,205	0,168		0,566	0,425	0,325	0,251	0,191	0,145	0,108
+ 10°	0	0,570	0,461	0,375	0,300	0,237	0,185	0,142	Fallende Böschung ↓	0,570	0,461	0,375	0,300	0,237	0,185	0,142
	$^1/_3\,\rho$	0,540	0,435	0,349	0,280	0,221	0,174	0,134		0,536	0,430	0,344	0,274	0,215	0,168	0,129
	$^2/_3\,\rho$	0,523	0,420	0,341	0,276	0,220	0,177	0,140		0,508	0,402	0,320	0,253	0,197	0,153	0,117
	ρ	0,516	0,419	0,343	0,285	0,234	0,194	0,160		0,485	0,380	0,297	0,233	0,179	0,137	0,103
± 0	0	0,491	0,406	0,334	0,272	0,216	0,170	0,132		0,491	0,406	0,334	0,272	0,216	0,170	0,132
	$^1/_3\,\rho$	0,460	0,376	0,309	0,252	0,200	0,159	0,125		0,457	0,372	0,304	0,248	0,195	0,154	0,120
	$^2/_3\,\rho$	0,439	0,362	0,299	0,246	0,198	0,160	0,130		0,427	0,347	0,281	0,226	0,177	0,139	0,108
	ρ	0,428	0,357	0,297	0,252	0,211	0,177	0,145		0,402	0,323	0,257	0,206	0,162	0,125	0,094
− 10°	0	0,440	0,367	0,304	0,249	0,202	0,157	0,125		0,440	0,367	0,304	0,249	0,202	0,157	0,125
	$^1/_3\,\rho$	0,406	0,338	0,278	0,229	0,186	0,149	0,117		0,403	0,334	0,274	0,224	0,181	0,144	0,112
	$^2/_3\,\rho$	0,385	0,321	0,266	0,222	0,184	0,150	0,121		0,374	0,307	0,250	0,204	0,164	0,130	0,101
	ρ	0,371	0,312	0,264	0,225	0,192	0,163	0,138		0,349	0,283	0,229	0,184	0,147	0,115	0,089
− 15°	0	0,420	0,350	0,291	0,239	0,194	0,155	0,121		0,420	0,350	0,291	0,239	0,194	0,155	0,121
	$^1/_3\,\rho$	0,386	0,321	0,266	0,220	0,179	0,144	0,114		0,383	0,317	0,262	0,215	0,174	0,139	0,109
	$^2/_3\,\rho$	0,364	0,304	0,254	0,212	0,176	0,144	0,117		0,354	0,291	0,239	0,195	0,157	0,125	0,098
	ρ	0,350	0,296	0,252	0,215	0,183	0,156	0,132		0,329	0,268	0,218	0,176	0,140	0,110	0,085
− 20°	0	0,401	0,335	0,279	0,230	0,187	0,150	0,118		0,401	0,335	0,279	0,230	0,187	0,150	0,118
	$^1/_3\,\rho$	0,368	0,307	0,254	0,210	0,173	0,139	0,111		0,365	0,303	0,250	0,206	0,168	0,134	0,106
	$^2/_3\,\rho$	0,344	0,288	0,243	0,203	0,169	0,139	0,114		0,335	0,276	0,228	0,186	0,151	0,120	0,095
	ρ	0,331	0,280	0,240	0,205	0,175	0,150	0,128		0,311	0,254	0,207	0,168	0,134	0,106	0,083
− 25°	0	.	0,321	0,268	0,222	0,181	0,145	0,114		.	0,321	0,268	0,222	0,181	0,145	0,114
	$^1/_3\,\rho$	.	0,292	0,244	0,202	0,166	0,134	0,107		.	0,289	0,240	0,198	0,161	0,129	0,102
	$^2/_3\,\rho$	.	0,275	0,231	0,194	0,162	0,134	0,109		.	0,263	0,217	0,178	0,145	0,116	0,091
	ρ	.	0,266	0,228	0,195	0,168	0,144	0,124		.	0,241	0,197	0,160	0,129	0,102	0,080
− 30°	0	.	.	0,257	0,213	0,174	0,140	0,110		.	.	0,257	0,213	0,174	0,140	0,110
	$^1/_3\,\rho$	.	.	0,233	0,194	0,159	0,129	0,103		.	.	0,229	0,190	0,155	0,125	0,099
	$^2/_3\,\rho$	.	.	0,220	0,185	0,155	0,129	0,105		.	.	0,207	0,170	0,139	0,112	0,088
	ρ	.	.	0,216	0,186	0,161	0,139	0,120		.	.	0,187	0,152	0,123	0,098	0,077
− 35°	0	.	.	.	0,205	0,168	0,135	0,107		.	.	.	0,205	0,168	0,135	0,107
	$^1/_3\,\rho$	.	.	.	0,186	0,153	0,124	0,100		.	.	.	0,182	0,149	0,120	0,095
	$^2/_3\,\rho$	.	.	.	0,177	0,149	0,124	0,102		.		.	0,162	0,133	0,107	0,085
	δ			.	0,177	0,154	0,133	0,115		.		.	0,145	0,118	0,094	0,074

b) Zeichnerische Ermittlung (nach Poncelet).

Einfaches Verfahren von Mund[1]) für den Sonderfall geradliniger Wand- und Erdbegrenzung und beliebige Ersatzdreiecke.

Man ziehe (Abb. 5) von O aus beliebig viele Gleitlinien, die die Geländelinie in $B_1, B_2 \ldots B_5$ schneiden; trage an AO in A $(\rho+\delta)$ an. Stellungslinie schneidet Böschungslinie in D; ziehe durch $B_1, B_2 \ldots B_5$ Parallelen zu AD; verbinde A mit $D_1, D_2 \ldots D_5$ und O mit $B_1, B_2 \ldots B_5$, dann ist die durch die Schnittpunkte der Gleitlinien mit der zugehörigen Stellungslinie $S_1, S_2 \ldots S_5$ gezogene Kurve die erste Bestimmungslinie (I) der Konstruktion; ziehe durch den Halbierungspunkt H der Mauerrückwandlinie $\overline{AO}$ eine Parallele zu $\overline{ON}$, die die Kurve I in S schneidet. Verbinde O mit S bis B, dann ist $\overline{OB}$ die gewünschte Gleitlinie. Ziehe durch B die Parallele zu AD bis E, mache $\overline{EF}$ auf $\overline{ON} = \overline{BE}$, dann ist

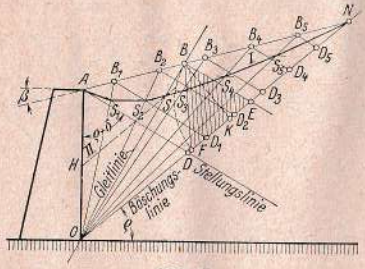


Abb. 5.

$$E_a = \tfrac{1}{2}\gamma\,\overline{FE}\cdot\overline{BK} = \gamma\cdot BEF^{2)}.$$

Fällt die Stellungslinie mit der Linie der Erdoberfläche zusammen, liegen D und E mit N zusammen, so mache man (Abb. 6) $AB = BN$; $NB = NF$. Dann ist

$$E_a = \tfrac{1}{2}\gamma\,\overline{NB}\cdot\overline{BK} = \tfrac{1}{2}\gamma\,ef = \gamma\,\Delta NBF.$$

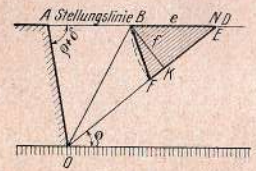


Abb. 6.

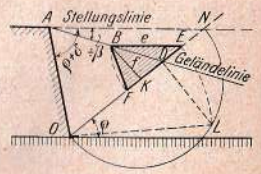


Abb. 7.

Liegt N außerhalb der Geländelinie (Abb. 7), schlage man über ON den Halbkreis, errichte $DL \perp ON$, mache $OL = OE$, ziehe $EB \parallel AN$. Dann ist

$$E_a = \tfrac{1}{2}\gamma\,\overline{EB}\cdot\overline{BK} = \tfrac{1}{2}\gamma\,ef = \gamma\,\Delta EBF.$$

Der gestützte Erdkörper ist belastet.

Für verschiedene Belastungsfälle ermittelt Buchwald die Lage der Gleitfläche in einfacher Weise[3]).

[1]) Bautechn. 1933, Heft 32. Vgl. auch Jaeger, Erdwiderstand unter dem Einflufs von Seitenwänden. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Weitere zahlreiche Beispiele siehe Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., IV. Bd., Kap. 1.

[3]) Buchwald, Auflasten bei Erddruckermittlungen, Ztrlbl. d. Bauv. 1916, S. 563. — Ders., Bestimmung der Gleitflächen bei Erddruckermittlungen, Bautechn. 1924, S. 546.

1. Belastungsfall. (Abb. 8.)

Streckenlast Qf.

Die Auflast wird in üblicher Weise in eine Erdüberschüttung von gleichem Gewichte der Hinterfüllung verwandelt.

Man verlängere Geländeneigung $1:n$ über A hinaus, mache $\Delta ABA_0 = Qf$; A_0 wird gefunden rechnerisch: aus der Gleichung $i = \frac{2\,Qf}{AB}$ oder zeichnerisch: Verlängerung BA bis zur doppelten Auflasthöhe, bis M, dann $\overline{MA_0} \parallel \overline{BO}$; ziehe von A_0 zur Stellungslinie

$$AK\ (\sphericalangle\ BAK = \text{Böschungs- + Wandreibungswinkel})$$

eine Gleichlaufende bis Schnittpunkt K_0; bestimme

$$N\,(a = \sqrt{c\,d});$$

Gleichlaufende durch N zur Stellungslinie ergibt C und CB als Gleitfläche

(Probe $A_0x = xN$).

Ef_z ist die auf der Stützwand wirkende Erddruckfläche.

Fällt C in die Strecke AO, wird BO Gleitfläche und bleibt es, bis mit fortschreitender Verbreiterung der Auflast diese Fläche mit der für unbelastetes Gelände bestehenden Gleitfläche zusammenfällt[1]).

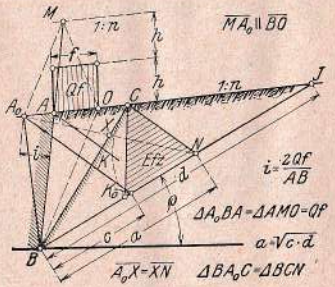


Abb. 8.

2. Belastungsfall. (Abb. 9.)

Schmale Streckenlast Qf = Einzellast.

$$\Delta\,ABA_0 = Qf.$$

Fällt C in die Strecke AO_1, so wird BO_1 Gleitfläche und bleibt es mit dem weiteren Abrücken der Belastung von der Stützwand nicht nur bis zum Zusammenfallen mit der Gleitfläche für unbelastetes Gelände, sondern noch darüber hinaus[1]).

3. Belastungsfall. (Abb. 10.)

Gleichmäfsig verteilte, aber abseits der Stützwand beginnende Belastung (nach Vianello)[1])

Man ziehe in doppelter Höhe der Auflast h eine Gleichlaufende zum Gelände $1:n$; $\overline{AM} \parallel \overline{BV}$; verbinde M mit B; Schnittpunkt A_0 ist Ausgangspunkt für Bestimmung von C_1 und der Gleitfläche BC_1C_{01}.

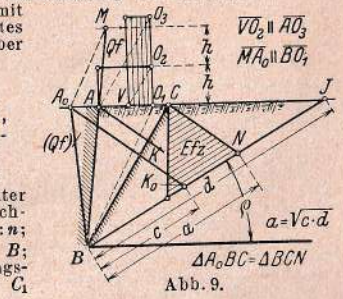


Abb. 9.

Die Linie NC_1 darf, weil die Gleitfläche die Auflasten schneidet, nicht zur Ermittlung des Erddruckes benutzt werden. Die Grenze der Anwendbarkeit wäre erreicht, wenn C_1 und V zusammenfallen,

[1]) Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., IV. Bd., Abb. 42 u. 58, und Bautechn. 1935, Heft 20, S. 253.

jedoch kann schon vorher der Erddruck plus Druck der hinter der Gleitfläche wirksamen Auflast gröfser sein als der auf dem vorher beschriebenen Wege erhaltene. Daher sollten in zweifelhaftem Grenzfalle beide Verfahren angewandt werden, um den gröfseren Wert zu erhalten.

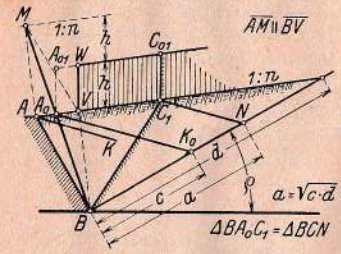


Abb. 10.

4. Belastungsfall. (Abb. 11 u. 12.)

Unebenes, einmal gebrochenes, unbelastetes Gelände.

Diese Aufgabe wird dadurch gelöst, dafs $\triangle\ ABS$ in $\triangle\ A_0BS$ verwandelt wird und dann A_0B als Wandfläche gedacht wird. A_0K_0 mufs $\parallel \overline{AK}$ sein, dann kann $\overline{NC}$ wieder zur Ermittlung des Erddruckes dienen.

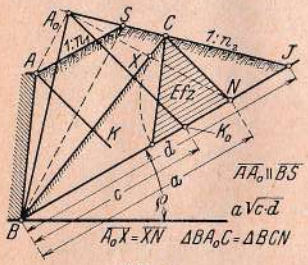


Abb. 11.

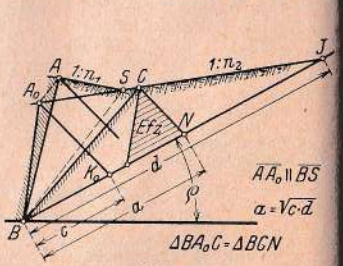


Abb. 12.

Passiver Erddruck.

Im Gegensatz zum aktiven Erddruck E_a versteht man unter passivem Erddruck E_p den Widerstand, den ein Erdkörper zu leisten imstande ist, um nicht zurückgedrängt zu werden. Wenn zwei verschiedene Erdmassen durch eine senkrechte Wand getrennt werden, so wird die eine durch den aktiven Erddruck der anderen erst nach Ueberwindung des passiven Erddruckes belastet. Während für die Bemessung der Stützmauern aus Sicherheitsgründen der gröfstmögliche Wert des aktiven Erddrucks in Rechnung gestellt werden mufs, wird man für den passiven Erddruck, der mit widerstehender Kraft des ruhenden Körpers rechnet, den Kleinstwert einsetzen.

Die Gröfse des passiven Erddruckes wird ebenso wie die des aktiven Erddruckes nach Poncelet ermittelt, nur sind die Werte für ρ als auch δ negativ einzusetzen.

Für den einfachen Fall, für den $E_a = \frac{1}{2}\gamma h^2 \cdot \mathrm{tg}^2(45° - \rho/2)$ ist, wird $E_p = \frac{1}{2}\gamma h^2\, \mathrm{tg}^2(45° + \rho/2)$.

Erdbekleidungen (Futtermauern), die mit ihrem Gewicht die Erdschicht drücken, werden verschoben oder kippen, sobald der passive Erddruck kleiner wird als das Wandgewicht.

Bei starkem Abweichen der Richtung des passiven Erddruckes nach der negativen Seite empfiehlt Dr.-Ing. Krey (vgl. Bautechn. 1926, Heft 19, S. 279 ff.) den Einflufs der Krümmungen der Gleitflächen nachzuprüfen, da man dann wesentlich ungünstigere (geringere) passive Erddrücke erhalten kann.

Zeichnerische Ermittlung des passiven Erddruckes (Abb. 13).

Trage in O an die Waagerechte den Reibungswinkel ρ negativ — also abwärts — an und verlängere den Schenkel rückwärts bis zur Geländelinie bis N; trage in A an die Wandlinie $\overline{AO}$ den Winkel $-\rho \pm \delta$ an, und zwar, wenn dieser negativ ist, nach der erdabgewandten, wenn er positiv ist, nach der anderen Seite; die Stellungslinie schneidet NO in D; errichte in D die Senkrechte und schlage über $\overline{NO}$ den Halbkreis, der von der Senkrechten in L geschnitten wird; mache $OL = \overline{OE}$; ziehe $EB \parallel$ zur Stellungslinie und mache $\overline{EB} = \overline{EF}$, dann ist $E_p = \gamma \triangle BEF$.

Dr.-Ing. Krey hat mit Rücksicht auf die Unsicherheit der Voraussetzungen der Erddrucktheorien, die eine allzu peinliche Ermittlung des Erddruckes nicht angebracht erscheinen läfst, Erddrucktabellen aufgestellt, die geeignet sind, bei der Behandlung von Erddruckaufgaben viel Zeit und Mühe zu ersparen.[1])

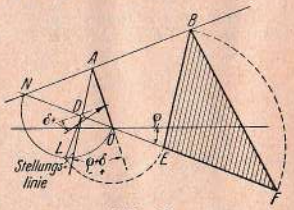


Abb. 13.

Standfestigkeits-Untersuchung.

Zur Untersuchung der Standfestigkeit einer Stützmauer gehört die Verzeichnung der Resultierenden aus Erddruck und Mauergewicht (Abb. 14), Berechnung der Baustoffbeanspruchung und Ermittlung der Baugrundpressung.

Die Baustoffbeanspruchung (Kantenpressung) wird ermittelt nach Verfahren Teil I. Kapitel Festigkeitslehre. Die Zugfestigkeit mufs aufser acht bleiben. Wenn die Resultierende aus dem mittleren Drittel heraustritt, kann der Querschnitt an der Seite, an der Zugspannung wirkt, unterschnitten werden.

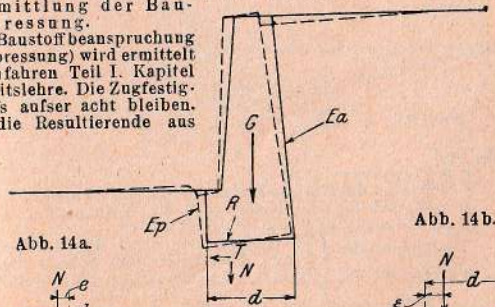


Abb. 14a. Abb. 14. Abb. 14b.

[1]) Vgl. Krey-Ehrenberg, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 5. Aufl., Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

Dr.-Ing. Krey[1]) weist darauf hin, dafs die allgemein übliche Berechnung der Baugrundbeanspruchung nach den bekannten Formeln $\sigma = \frac{N}{d}\left(1 \pm \frac{6e}{d}\right)$ und $\sigma = \frac{2N}{3\xi}$ roh und wissenschaftlich nicht einwandfrei sei, dafs es sogar bedenklich sei, wenn man die aus der Erddruckrechnung ermittelten Seitenkräfte. N und T für die übliche Art der Berechnung des Reibungswiderstandes in der Sohle gegen Verschieben als ausschlaggebend ansehe und zufrieden sei, solange nur $\operatorname{tg}\varepsilon = T/N = \tau/\sigma \leq \xi$ (Reibungswinkel) bliebe. Normalspannung σ und Schubspannung τ erreichen durchaus nicht immer gleichzeitig ihren Höchstwert, so dafs die Mauer sich verschieben kann, ohne gleichzeitig kanten zu müssen.

Untersuchung des Baugrundes bei Annahme ebener Gleitflächen (nach Krey). (Abb. 15 u. 15a).

Wenn der Mauerkörper $ABCDFHJ$ zusammen mit den Erdprismen BKD u. FDL auf der Gleitlinie LK nicht rutschen soll, darf der passive Erddruck E_p des Körpers HLM nicht überwunden werden.

Es mufs die ungünstigste Richtung der Gleitfläche LK gefunden werden, für die das Verhältnis E_p/E_a am kleinsten wird.

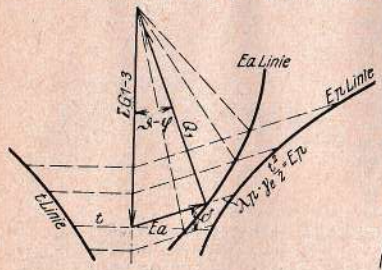


Abb. 15.

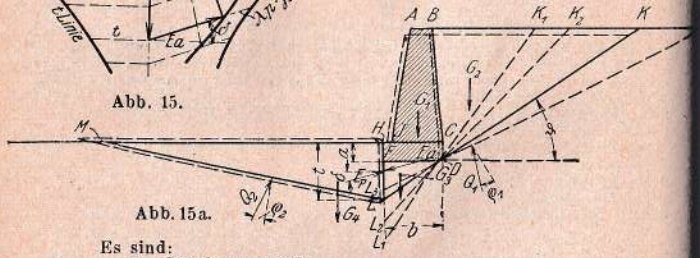


Abb. 15a.

Es sind:

φ = Böschungswinkel.

δ = Winkel des Erddruckes gegen die Senkrechte auf die Wand.

ϑ = Winkel der Gleitfläche gegen die Waagerechte.

ρ = Reibungswinkel von Erde auf Erde.

t = Einzeltiefe, T = Gesamttiefe: senkrechte Tiefe unter der ideellen Mauerkrone, d. h. unter dem Schnitt der geradlinig verlängerten Hinterfüllungsfläche mit der Wand.

λ_a = Erddruckziffer für den aktiven Erddruck.

λ_p = „ „ „ passiven „

$\gamma \lambda_a t$ = Erddruck auf die Tiefeneinheit.

$\gamma \lambda_a \frac{T^2}{2}$ = ganzer Erddruck für die Tiefe T.

$\lambda = \operatorname{tg}^2\left(45 \pm \frac{\varphi}{2}\right)$ aus der bekannten Erddruckformel.

[1]) Vgl. Bautechn. 1924, Heft 40, S. 462.

Man ermittle für verschiedene Neigungen (KL, K_1L_1 usw.) die zugehörigen Gewichte ΣG und den Erddruck E_a, indem man ΣG nach den Richtungen Q_1 und E_a zerlegt, die Tiefe t des Punktes L (L_1 usw.) und den passiven Erddruck $E_p = \gamma \lambda_p \cdot t^2/2$ berechnet.

Man trage (Abb. 16) die verschiedenen Werte von ΣG, E_a und E_p von einer Grundlinie aus ab und verbinde die Endpunkte E_a und E_p zu zwei

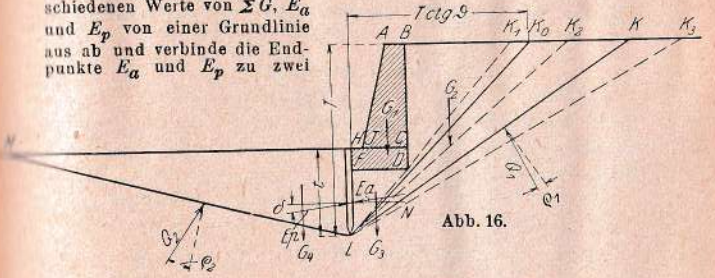


Abb. 16.

Linien, dann gibt der geringste Unterschied $E_p - E_a$ die gegen Gleiten vorhandene Sicherheit an. Diese Sicherheit ist nicht erreicht, wenn sich die E_a- und E_p-Linien überschneiden.

Wirkung einer Spundwand (Abb. 16 u. 16a).

Die Standsicherheit einer Kaimauer oder Stützwand kann durch eine vorgerammte Spundwand oder Bohlenwand von genügender Tiefe vermehrt werden. Die ungünstigste Gleitfläche LK_0 kann ähnlich, wie oben beschrieben vom Fufspunkt L der Spundwand aus ermittelt werden.

Man zeichne (Abb. 16a) LK (LK_1 usw.) und setze die zugehörigen Gewichte ΣG_{1-3} mit den nach Richtung bekannten (unter ρ_1 u. δ wirkenden) Erdwiderständen Q_1 und E_a zusammen. Da E_p in diesem Falle konstant bleibt, ist diejenige Gleitfläche die ungünstigste, die E_a Gröfstwert ergibt. Dieser Wert läfst sich unmittelbar aus bekannten Erddrucktabellen entnehmen (u. a. H. Krey, Erddrucktafel 5). Punkt K_0 wird durch den Abstand von der Spundwand $T \operatorname{ctg} \vartheta$ bestimmt.

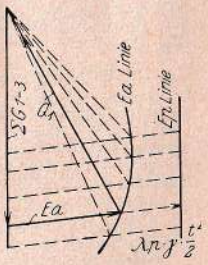


Abb. 16a.

Bestimmung der Rammtiefe für die Spundwand (Abb. 17 u. 17a).

Man lege durch D (in der Neigung $\operatorname{ctg} \vartheta$) die Gleitfläche KL, wobei δ und ρ dem vorhandenen Erdboden entsprechend geschätzte Werte sind. Man zerlege ΣG_{1-3} nach den Richtungen E_a und Q_1 (beide unter dem Reibungswinkel wirkend). Ist $E_a > E_p = \lambda_p \gamma \cdot t^2/2$, tritt Gleiten ein. Ist $E_a < E_p$, kann man durch Drehen der Gleitfläche um D und durch Zeichnen der E_a- und E_p-Linie die ungünstigste Lage finden, wie in Abb. 15a. Eine Spundwand wird nötig, wenn auch für diese $E_a < E_p$ bleibt.

Man untersuche noch tiefer liegende Gleitflächen mit der zugehörigen Neigung ($// L D K$), ermittle die Werte E_a, t und E_p und trage sie, E_a und E_p in Abhängigkeit von t, auf (Abb. 17a).

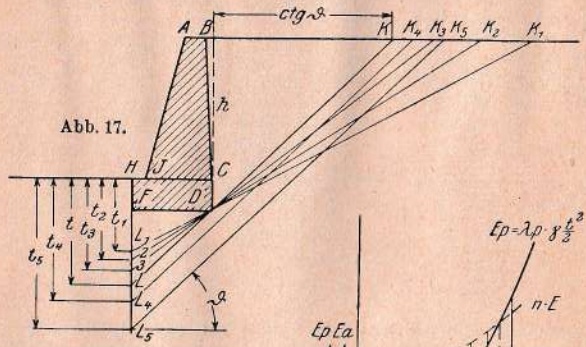


Abb. 17.

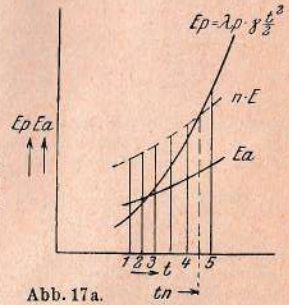


Abb. 17a.

Dann kann man die gesuchte Tiefe $t\,n$ abgreifen, bei der eine n-fache Sicherheit gegen Gleiten vorhanden ist (Schnittpunkt $n\,E_a$-Linie mit E_p-Linie).

Winkelstützmauern.

Diese in der **L**-Form ausgebildeten Mauern (Abb. 18) nutzen das Gewicht des gestützten Erdreichs zum Tragen aus, indem dieses mit negativem Drehmoment dem Moment durch den Erddruck entgegenwirkt. Gleichen Erfolg erzielt man mit angebrachten Kragplatten.

Für die Standsicherheit gelten die Bedingungen:

1. Die Bodenpressung aus sämtlichen Kräften darf die zulässige Grenze $\sigma_{d\,zul}$ nicht überschreiten.

2. Die Kippsicherheit $M_G/M_{E_a} = n$ mufs vorhanden sein.

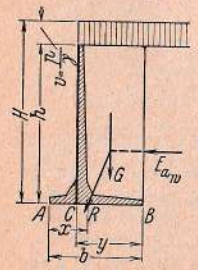


Abb. 18.

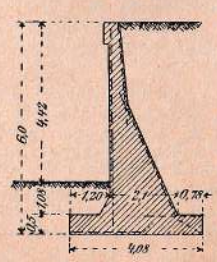


Abb. 19.

3. Der waagerecht ausgeführte Fufs ACB (vgl. Abb. 18) ist als Träger aufzufassen, der belastet wird mit der von unten wirkenden Bodenpressung bzw. dem Unterschiede zwischen Auflast und Bodenpressung.

4. Die senkrechte oder etwas geneigte Wand ist als Träger zwischen den seine Auflager bildenden Rippen aufzufassen.

5. Die Rippe ist als Träger von **T**-förmigem Querschnitt zu berechnen. Die Stirnwand ist der Druckgurt. Die Bewehrung geschieht unter Berücksichtigung der Biegungs-, Zug- und Scherspannungen.

Eisenbetonstützmauern sind wirtschaftlicher als solche aus Stampfbeton, solange das Kubikmeter Eisenbeton nicht teurer ist als der 3- bis 4fache Preis für das Kubikmeter Stampfbeton.

Der Stützmauer-Querschnitt (Abb. 19) stellt einen Uebergang von reinem Stampfbeton zum Eisenbeton dar.

Statische Berechnung.

a) Stützmauern ohne Rippen.

Dr.-Ing. Lautenbach hat für die Ermittelung der kleinsten Abmessung b des Fufses, die aufser von den geometrischen Gröfsen h, p, ρ und γ, von der Kippsicherheit $n = M_G/E_a$ und von der zulässigen Bodenpressung $\sigma_{d\,zul}$ abhängt, Formeln und ein Diagramm für ihre Reichweite aufgestellt[1]).

Nachstehend bedeuten (vgl. Abb. 18):

$$K = \lambda_a \frac{3v + h}{H} = \mathrm{tg}^2(45^\circ - \rho/2)\,\frac{3v + h}{H},$$

$$v = \frac{p}{\gamma}, \qquad H = h + v,$$

$$n = \frac{\Sigma M_L}{\Sigma M_W} = \frac{M_G}{M_{E_a}} = \text{Kippsicherheit},$$

b = ganze Breite des Fufses einschl. Vorsprung c,

y = Breite des Fufses ohne Vorsprung c,

$$N = \frac{\gamma}{\sigma_{d\,zul}} \cdot H.$$

1. Die erforderliche Kippsicherheit ist vorhanden, wenn

$$y = h\sqrt{\frac{n}{3} \cdot K}.$$

2. Die zulässige Bodenpressung $\sigma_{d\,zul}$ wird nicht überschritten, wenn

$$b = \left(1 + {}^2/_3\,N\right) y = \frac{h}{3}\sqrt{(3 + 4\,N)\,K}.$$

Die Resultierende R liegt aufserhalb des Kerns, wenn

$$b < \frac{3}{4}\,y + \frac{h^2 K}{4\,y},$$

innerhalb des Kerns, wenn

$$b = 3\,h\sqrt{\frac{N \cdot K}{9 + 3\,N}} = 3\,y.$$

3. Die erforderliche Kippsicherheit n ist vorhanden und zugleich auch die zulässige Bodenpressung $\sigma_{d\,zul}$ wird nicht überschritten, wenn

$$\left.\begin{aligned} y &= h\sqrt{\frac{n-1}{4\,N} \cdot K} \\ b &= \left(\frac{2}{3}\,\frac{n}{n-1} \cdot N + {}^1/_2\right) y \end{aligned}\right\} \text{die Resultierende } R \text{ liegt aufserhalb des Kerns}$$

[1]) Bauing. 1926, Heft 50.

und wenn
$$b = \frac{h^2 \cdot n \cdot K}{6\,y} + \frac{y}{2},$$
$$y = h\sqrt{\frac{n\,K}{3\,\mathrm{m}}\,[t + \sqrt{t^2 + m}]},$$
worin $m = 8\,N - 1$; $t = 1 + 2\,N - \frac{6\,N}{n}$.

Die Resultierende R liegt innerhalb des Kerns.

Für die Bemessung ist bestimmend:

die Bodenpressung, wenn $N > N_1^a > \frac{3\,(n-1)}{4\,(2-n)}$,

die Kippsicherheit, wenn $N < N_2^a < \frac{3\,(n-1)}{4\,n}$,

Bodenpressung und Kippsicherheit, wenn N zwischen N_1^a und N_2^a liegt und R aufserhalb des Kerns fällt.

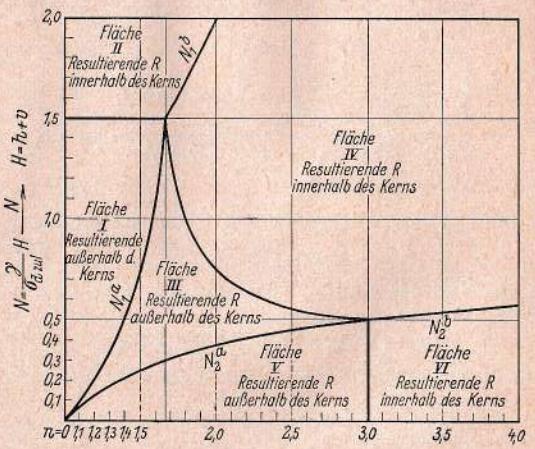


Abb. 20.

Liegt R innerhalb des Kerns, dann ist bestimmend:

die Bodenpressung, wenn $N > N_1^b > \frac{3\,n}{5-n}$,

die Kippsicherheit, wenn $N < N_2^b < \frac{n}{n+3}$,

Bodenpressung und Kippsicherheit, wenn N zwischen N_1^b und N_2^b liegt.

Aus dem Diagramm (Abb. 20) mit den Abszissen $n = 1$ bis $n = 4$ und den Ordinaten $N = \frac{\gamma}{\sigma_{d\,zul}} \cdot H = 0$ bis 2 können die Grenzwerte abgelesen werden. Es gelten

für die Erfüllung von $\sigma_{d\,zul}$: Fläche I und II,
" " " " n: " V " VI,
" " " " $\sigma_{d\,zul}$ und n: " III " IV.

Dicke der Bodenplatte.

Bodenplatte AC (Kragträger mit trapezförmiger Belastung).

Wenn die Resultierende durch den vorderen Kernpunkt gehen soll, ist $\sigma_d = 4/3\,\gamma\,h$ (Abb. 21).

Dicke d_1 im gefährlichen Querschnitt C.

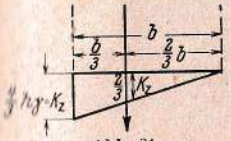


Abb. 21.

$$d_1 = r\sqrt{M_1}, \quad M_1 = \frac{16}{243}\,\gamma\,h\,b^2,$$
$$b = h\sqrt{0{,}75\,\lambda_{a_w}},$$

wobei CB ein Kleinstwert wird.

r ist dabei der bekannte Hilfswert nach I. Teil, Kap. Festigkeitsberechnung der Eisenbetonbauteile, Tafel I.

Bodenplatte CB.

Dicke d_2 an der Einspannstelle C.

$$d_2 = r\sqrt{M_2}, \quad M_2 = \frac{38}{243}\,\gamma\,h\,b^2, \quad d_2 = r\,b\sqrt{\frac{38}{243}\,\gamma\,h} = 0{,}4\,r\,b\sqrt{\gamma\,h}.$$

Dicke d_3 der Wand im gefährlichen Querschnitt.

$$d_3 = r\sqrt{{}^1/_2\,\gamma\,h^2\,\frac{h}{3}\,\lambda_a} = r\,h\sqrt{{}^1/_6\,\gamma\,h\,\lambda_a} = 0{,}407\,r\,h\sqrt{\gamma\,h\,\lambda_a}.$$

$d_3/2$ liegt in der Höhe $x = 0{,}63\,h$.

Baumstark hat berechnet, dafs Stützmauern bis 4 m Höhe günstiger ohne Rippe ausgeführt werden.

b) Stützmauern mit Rippen.

Dicke der Bodenplatte.

Bodenplatte AC (d_1 wie unter a).

Bodenplatte CB. CB ist als ein zwischen den Rippen gespannter Balken aufzufassen (Abb. 22). Bei teilweiser Einspannung:

$$M = p\,l^2/16.$$

Bei einer Rippenentfernung voneinander $= x$ und einer Belastung $\gamma\,h$ ist $M = \gamma\,h\,x^2/16$ und $d_2 = 0{,}25\,r\,x\sqrt{\gamma\,h}$.

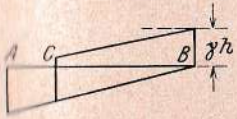


Abb. 22.

Dicke d_4 der Rippe.

$$E = {}^1/_2\,\gamma\,h^2\,\lambda_{a_w}$$
$$\max M = \frac{\gamma\,h\,x^2}{16}\,\lambda_{a_w} = 0{,}062\,\gamma\,h\,x^2\,\lambda_{a_w}$$
$$d_4 = 0{,}25\,r\,x\sqrt{\gamma\,h\,\lambda_{a_w}}.$$

Mauern in aufgelöster Bauweise.

Beispiel Fertigkonstruktion „Concrete Crib Walls" beschrieben[1]). Das Bauwerk, das aus einzelnen eisenbewehrten, vorher fertig-

[1]) Vgl. Portland-Cement-Association-Railway, Review April 1926; vgl. auch B. u. E. 1926, S. 329.

gestellten Teilen siebartig zusammengesetzt wird, bildet ein Gespärre, in dessen Hohlräume der Hinterfüllungsboden eindringt. Vorteile: geringer Aushub, schnelle Ausführung, Wirtschaftlichkeit und Abbaumöglichkeit zur Wiederverwendung an anderer Stelle. Die Y förmigen Bauglieder werden gegeneinander versetzt verlegt. Der Verband wird durch Vertiefungen, Erhöhungen, Eisendollen und Vorsprünge erreicht.

Mauern mit Strebepfeilern[1]).

Diese werden aus Stampfbeton oder Bruchsteinmauerwerk hergestellt. In Abständen werden Strebepfeiler errichtet, zwischen die die Wände (senkrechte oder geneigte) oder Gewölbe gespannt werden, die den Erddruck auf die Pfeiler übertragen müssen.

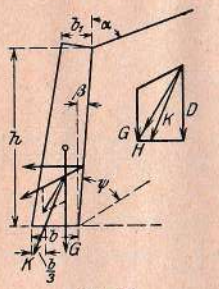


Abb. 23.

Die Oberfläche des gestützten Erdkörpers steige unter einem beliebigen Winkel α zur Senkrechten an. Es sei (Abb. 23)

h die Höhe der Mauer in m,
N der Normaldruck auf die Mauer für 1 m Bildtiefe in kg,
$\varepsilon . h$ die Grundfläche des Erddruckdreiecks in m.

Es ist also

$$N = {}^1/_2 \gamma h^2 . \varepsilon.$$

Dieser Erddruck N wird mit dem Gewicht der Mauer G zu einer Mittelkraft vereinigt und diese in eine Horizontalkraft und eine Kraft K, die die Grundfläche der Mauer im vorderen Kernpunkt schneidet, zerlegt. (In Wirklichkeit liegt der Angriffspunkt von H etwas höher.)

Ist b die untere Breite der Mauer in m,
b_1 die obere Breite,
β der Neigungswinkel der hinteren Wandfläche zur Senkrechten,
ψ der Böschungswinkel der Erde mit der Senkrechten,
γ_1 das Gewicht eines Kubikmeters Beton oder Mauerwerk in kg,
D der gesuchte Druck für 1 m Bildtiefe in kg,

dann ist:

$$D = {}^1/_2 \gamma_1 (b + b_1) h - {}^1/_2 \gamma h^2 . \varepsilon \cos (180^0 - \beta - \psi).$$

Die Baugrundpressung an der Vorderkante ist dann $p = 2 D/b$.

Die Mauer mufs imstande sein, den Erddruck auf die Strebepfeiler zu übertragen, mufs also die waagerechte Seitenkraft H aufnehmen können. Die Wand ist daher als ein durchlaufender Träger auf Biegung zu berechnen, wobei halbe Einspannung an den Pfeilern angenommen werden darf.

Die Spannungen eines stabförmigen, auf Biegung beanspruchten Betonkörpers sind[2])

$$-\sigma = \frac{3 M}{b h^2} (1 + \sqrt{\mu}) \text{ Druck,}$$

$$+\sigma = \frac{3 M}{b h^2} \left(1 + \sqrt{\frac{1}{\mu}}\right) \text{ Zug,}$$

worin μ das Verhältnis der von Bach eingeführten Formänderungsziffern des Betons α_1 für Zug und α_2 für Druck bezeichnet ($\alpha = 1/E$).

[1]) Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., IV. Bd., S. 96.
[2]) Koenen, Grundzüge für die statische Berechnung der Beton- und Eisenbetonbauten, 4. Aufl., Berlin 1912, Wilh. Ernst & Sohn.

Für das Elastizitätsmafs E für Druck gilt als niedrigbemessener Mittelwert 220000. Der Wert für E (Zug) wird verschieden angegeben, und zwar von Saliger zu 115000 für $\sigma_z = 13$ kg/cm²; 33000 für $\sigma_z = 21$ kg/cm²; 25000 für $\sigma_z = 25$ kg/cm²; sowie von Ottenfeld zu 250000 für $\sigma_z = 8$ kg/cm², 70000 für höhere Werte von σ_z (vgl. hierzu jedoch Teil I, Kap. Festigkeitslehre).

Nach Saliger wäre für

$\sigma_z = 13$ kg/cm²	21 kg/cm²	25 kg/cm²
$\mu = \frac{220\,000}{115\,000} = 1{,}9$	$\frac{220\,000}{33\,000} = 6{,}7$	$\frac{220\,000}{25\,000} = 8{,}8.$

Erhebliche Ersparnisse können durch Strebepfeiler nicht erzielt werden, da ihre Einschalung stark verteuernd wirkt. Die Auflösung in Pfeiler ist dort angebracht, wo eine Unterstützung nach oben oder eine Verbreiterung des Geländes gewünscht wird.

Verankerte Mauern.

Der Grundgedanke besteht darin, abschliefsenden Wänden, meist sogenannten Bollwerken, durch Pfähle oder Ankerplatten im Hinterlande Halt zu geben. Ueber die Verankerung und deren Wirkung geben die Erddrucktabellen von Professor M. Möller Aufschlufs.

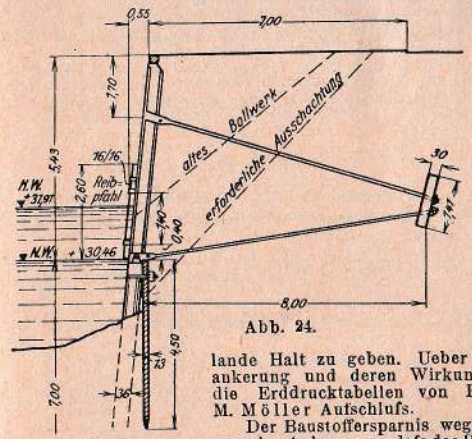


Abb. 24.

Der Baustoffersparnis wegen ordne man den Anker so an, dafs das Biegungsmoment an seiner Angriffstelle gleich und entgegengesetzt dem zwischen diesen Punkten und dem unteren Ende auftretenden Moment wird.

Abb. 24 zeigt als eine der ersten Ausführungen dieser Art ein von der Beton- und Monierbau AG. nach dem Entwurf von Koenen am Wikingerufer hergestelltes Bauwerk[1]).

Lohmeyer[2]) untersucht auf Grund von Vergleichsrechnungen den Einflufs der Einspannung von Spundwänden und stellt fest, dafs der

[1]) Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., IV. Band, Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.
[2]) Vgl. Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., I—III. Bd., Berlin 1927—34, Wilh. Ernst & Sohn.

Fall ohne untere Einspannung der Berechnung nicht zugrunde gelegt werden dürfe, weil dieser in der Bemessung der Rammtiefe an die Grenze der Sicherheit gehe. Wenn unvorhergesehene Ueberlastungen (Auflast, Wasserdruck) eintreten oder die Anker nachgeben, reicht die Rammtiefe nicht mehr aus. Das Bohlwerk weicht.

Mauern gegen Wasserdruck.

Die durch Wasser hervorgerufenen Kräfte sind wesentlich gröfser als die durch Erde und Wind. Die Formgebung geschieht nach gleichen Gesichtspunkten wie bei Stützmauern gegen Erddruck. Man wendet auch bei Wasserdruck die Winkelform an. Besonders ist darauf zu achten, dafs ein Durchsickern des Wassers unterhalb der Grundwerkplatte verhütet wird. Es mufs ferner für eine ausreichende Entwässerung des gestützten Erdkörpers gesorgt werden. Empfehlenswert ist die hakenförmige Ausbildung der Fufsplatte (Abb. 25). Wirtschaftlich günstig ist die geneigte Anlage der Abschlufsmauer. Am besten ist eine Neigung von 60 Grad, weil die Resultierenden sowohl bei leerem wie auch bei gefülltem Becken im mittleren Drittel bleiben.

Abb. 25.

Der Druck einer tropfbaren Flüssigkeit gegen eine ebene Gefäfswand ist in senkrechter Richtung gegen diese $P = \gamma F z$, wenn γ das Gewicht der Raumeinheit der Flüssigkeit, F die gedrückte Fläche und z der lotrechte Abstand des Schwerpunktes der gedrückten Fläche von dem Flüssigkeitsspiegel ist; den lotrechten Abstand des Druckmittelpunktes vom Flüssigkeitsspiegel erhält man aus

$$z_m = \frac{J}{M_{st}},$$

worin J Trägheitsmoment und M_{st} statisches Moment der senkrechten Projektion der gedrückten Fläche, bezogen auf eine im Flüssigkeitsspiegel gelegene Achse, bezeichnen.

An schiffbaren Gewässern werden in grofsem Umfang und mit Vorteil Hohlkörper aus Eisenbeton verwendet, die, auf dem Lande hergestellt, nach genügender Erhärtung schwimmend zur Baustelle gebracht und hier entweder direkt auf den Baugrund oder auf Pfahlroste gesetzt werden. Das Versenken geschieht durch Ausfüllen mit Beton oder Sand, je nach den Erfordernissen der Standsicherheit. Abb. 26 und 27 zeigen ihre Verwendung bei der Wiederherstellung der Hafenmauern von Yokohama, die letztere die auf dem Werkplatz zum Transport an Ort und Stelle bereiten Hohlkörper.

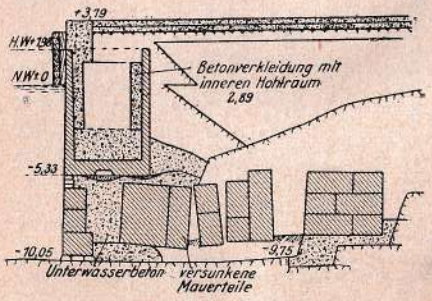


Abb. 26.

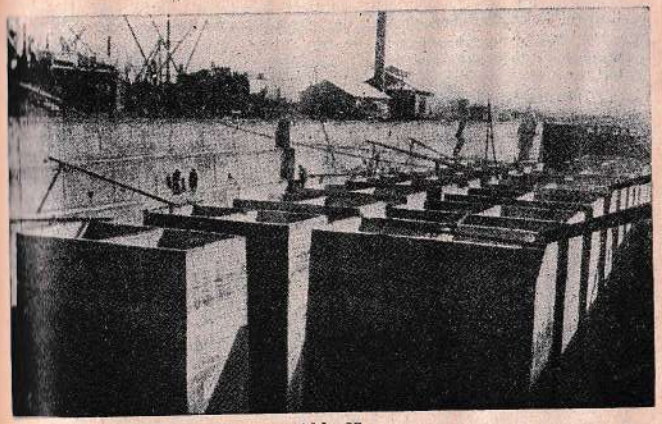


Abb. 27.

Mauern gegen Erd- und Wasserdruck.

Ufer- und Kaimauern werden als Stützmauern aus Beton oder als Winkelstützmauern aus Eisenbeton errichtet. Die Vorderwand wird, um den Spalt zwischen Schiff und Land möglichst knapp zu halten, meist genau oder nahezu lotrecht hochgeführt. Aus statischen Gründen wird der untere Teil des Mauerquerschnitts nach hinten auskragend ausgebildet, um das Gewicht des belastenden Erdkörpers auszunutzen.

Die Mauern werden je nach den Untergrundverhältnissen unmittelbar auf den Boden oder auf einen Pfahlrost oder auf Senkbrunnen gesetzt. Näheres über dieses umfangreiche Baugebiet s. F. W. Otto Schulze, Seehafenbau, Bd. II, 2. Aufl., Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn, sowie Fufsnote 2 auf S. 77.

Freistehende Mauern.

Freistehende, also durch keine Auflast belastete Mauern können entweder 1. als senkrechte Eisenbetonplatten, die in einem durchlaufenden Grundwerkklotz eingespannt sind, oder 2. als zwischen aufrechtstehenden Pfeilern gespannte Platten hergestellt und berechnet werden.

1. Erste Ausführungsart. Bei der ersten Ausführungsart gilt als ausreichende Standsicherheit

$$S = \frac{M_g}{M_w} = \frac{\text{Moment des Eigengewichts}}{\text{Moment des Winddrucks}} = 2.$$

Die Bodenpressung darf den zulässigen Wert nicht überschreiten, und der gefährliche Querschnitt — die Einspannstelle — mufs ausreichend bewehrt sein, und zwar, da der Wind von beiden Richtungen wirkt, beiderseitig. Die Wand selbst mufs genügend dick sein, um äufseren Kräften mit der erforderlichen Sicherheit Widerstand leisten zu können. Die Querschnittsbemessung geschieht nach bekannten

Formeln für die beiderseitig doppelt bewehrte Platte (vgl. I. Teil, Kapitel Festigkeitsberechnung der Eisenbetonbauteile).

2. Zweite Ausführungsart. Die Bewehrung der Platten besteht aus waagerechten Eiseneinlagen als Trageisen und aus senkrechten Verteilungseisen.

Beispiel[1]): Blendmauer bei der Rennbahn Montebello bei Triest (Abb. 28a bis c).

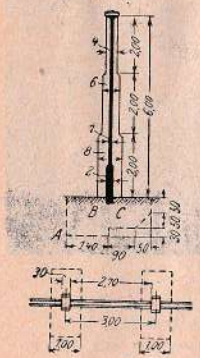


Abb. 28a.

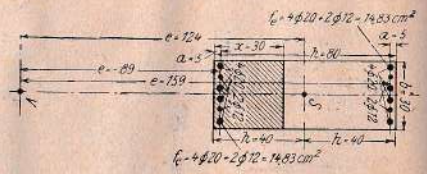


Abb. 28b.

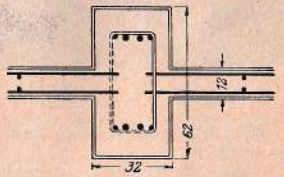


Abb. 28c.

Für die statische Berechnung kommen in Frage:

I. Sicherheit gegen Kippen der Pfeiler.

$$\frac{Mg}{Mw} \text{ mufs} > 1 \text{ sein.}$$

Hierin ist Mg Moment durch Eigengewicht G, Mw Moment durch Winddruck.

II. Bodenpressung unter den Pfeilergrundwerken.

Die gröfste Bodenpressung ist: $\sigma_d = \frac{G}{F} + \frac{Mw}{W}$

(F = gedrückte Fläche; W ihr Widerstandsmoment).

III. Sicherheit gegen Knicken oder Bruch an der Einspannstelle der Pfeiler in das Grundwerk durch die äufseren Kräfte.

Auf die Einspannstelle wirken:

a) Gewicht des darüberliegenden Körpers G',
b) Windkraft.

Wenn F' = Fläche der Einspannstelle,
W' = Widerstandsmoment,
Mw' = Winddruckmoment,

[1]) Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., III. Band, S. 397, Berlin 1922, Wilh. Ernst & Sohn.

dann ist

$$\sigma_d' \text{ bzw. } \sigma_z' = \frac{G'}{F'} \pm \frac{Mw'}{W'}.$$

Wenn die ermittelten Zugspannungen des Betons zu hoch sind ist die Rechnung nochmals, aber unter Vernachlässigung der Betonzugzone, vorzunehmen. Nach Abb. 24b wirken auf den Querschnitt die aufsermittig angreifende Normalkraft G' und das Biegungsmoment Mw', $e = \frac{Mw'}{G'}$.

Bei doppelt bewehrtem Querschnitte und gleichem Eisenabstand $a = a'$ sind x, σ_b, σ_e nach den bekannten Formeln (s. I Teil, Kap. Festigkeitsberechnung der Eisenbetonbauteile) zu berechnen.

IV. Festigkeit der Wand gegen äufsere Kräfte (Winddruck W wobei $M = \frac{Wl^2}{8}$.

Bogenwiderlager.

Bei der Formgebung mufs zunächst die Forderung beachtet werden, dafs ein Gleiten des Widerlagers unmöglich ist.

Die Standfestigkeit eines Widerlagers wird im Anschlufs an die zeichnerische Untersuchung des Gewölbes durch Konstruktion einer Drucklinie geprüft, die bis zum Baugrunde geführt wird (Abb. 29). Die Angriffspunkte der Resultierenden dürfen, sobald Zugspannungen vermieden werden sollen, in keiner Fugenfläche aufserhalb der Kernpunkte liegen. Die Breite der Grundfläche ist mit Rücksicht auf die zulässige Baugrundpressung zu bemessen. Die zeichnerische Untersuchung ist für die verschiedenen Belastungsfälle zu führen. Das Widerlager bleibt ohne Verkehrsbelastung, dagegen hängt die Entscheidung darüber, ob der aktive Erddruck berücksichtigt werden darf, von den örtlichen Verhältnissen ab.

Ratsamer ist es, die günstige Wirkung des Erddrucks auf die Widerlager aufser acht zu lassen.

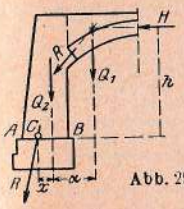


Abb. 29.

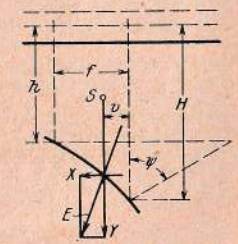


Abb. 30.

Für die Standsicherheitsuntersuchung der als sog. verlorene Widerlager ausgeführten Aufsenwände von Behältern wird der Druck des belastenden Erdreichs auf das Widerlager berechnet, indem für die einzelnen Streifen des Gewölbes (Abb. 30) die beiden Seitenkräfte aus den folgenden beiden Gleichungen ermittelt werden[1]):

1. für die waagerechte Seitenkraft $X = \frac{1}{2} g\,[H^2 - h^2] \cdot \varepsilon$,
2. für die lotrechte Seitenkraft $Y = \frac{1}{2} f g\,[H + h]$.

Die Kräfte greifen im Schwerpunkt S an.

[1]) Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., III. Band, Berlin 1922, Wilh. Ernst & Sohn.

Die Pfeiler zwischen zwei Gewölben werden ähnlich wie die Widerlager untersucht. Es ist vielfach üblich, den Pfeiler für einseitigen Schub zu berechnen, damit nicht bei einem Einsturz eines Bogens sämtliche Gewölbe zusammenfallen. Der bedeutenden Kosten wegen werden bei langen Viadukten einzelne Gewölbe zu Gruppen zusammengefafst und durch kräftige Pfeiler (Gruppenpfeiler) begrenzt.

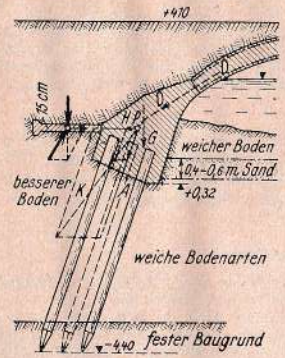


Abb. 31.

Bei Widerlagern und Pfeilern wirkt der Baustoff nur durch Massenanhäufung, an seine Güte (Festigkeit) werden nur bescheidene Anforderungen gestellt. Eine solche Gewichtswirkung läfst sich mit geringerem Baustoffaufwand in der Weise erzielen, dafs man den Widerlagskörper nicht einheitlich aus Beton oder Mauerwerk, sondern als Kasten mit Wänden und Sohle aus Eisenbeton herstellt, der mit Boden ausgefüllt wird.

Als ein empfehlenswertes Hilfsmittel zur Stützung von Widerlagern, das auch nachträglich angebracht werden kann, ist Professor Möllers zweiteiliges Widerlager[1]) (Abb. 31) zu erwähnen

[1]) B. u. E. 1904, Heft 2, S. 72.

Wände im Hochbau.

Bearbeitet von Dr.-Ing. Erich Reisinger, berat. Ingenieur, Köln-Rodenkirchen.

I. Wände in Stein- und Formsteinbau.

A. Wände aus natürlichen Steinen.

In steinreichen Gegenden werden von alters her natürliche Steine zum Bau von Wänden verarbeitet. Die Steine müssen wetterfest sein und sich gut bearbeiten lassen. Werden plattenförmige oder schiefrige Gesteine verwendet, so sind die Steine derart zu verarbeiten, dafs die Druckkraft senkrecht zur Schichtung verläuft. Steinmauern sollen mindestens 0,50 m dick sein. Im Vergleich zu Mauern aus Ziegelsteinen sollen Steinmauern aus lagerhaften Steinen um 0,15 bis 0,20 m, aus Feldsteinen mindestens um 0,25 bis 0,30 m dicker gemacht werden. Steinmauern sind, falls nicht besondere Steine verwendet werden (z. B. Lava), gute Wärmeleiter und eignen sich daher nicht für Wohnräume, falls nicht besondere Mafsnahmen zur Dämmung getroffen werden.

1. Wände aus Bruchsteinen.

a) Zyklopenmauerwerk, das besonders im Altertum viel verwendet wurde. Es besteht aus einem Gefüge von grofsen, unregelmäfsig vieleckigen Steinen, deren sichtbare Kanten und Flächen sauber bearbeitet sind. Die Steine werden ohne Zwickel ineinander gefügt.

b) Unregelmäfsiges (rohes oder wildes) Bruchsteinmauerwerk, bei dem die natürlich gefundenen oder in kleinen Stücken gewonnenen Bruchsteine ohne gröfsere Bearbeitung vermauert werden. Gröfsere Steine sind als Binder zu versetzen, alle Zwischenräume müssen gut mit kleineren Steinen verkeilt (ausgezwickt) werden.

c) Regelmäfsiges Bruchsteinmauerwerk aus lagerhaft bearbeiteten Steinen, die mit annähernd waagerechten Lager- und senkrechten Stofsfugen vermauert werden. Hierbei kommt es darauf an, diese so zu verlegen, dafs ein guter Fugenwechsel entsteht, dafs öfter tief in die Mauer eingreifende Bindersteine und an den Ecken die gröfsten, nach zwei Seiten einigermafsen zugehauenen Steine angeordnet werden. Der Höhe nach mufs man alle 1 bis 1,50 m eine vollständig waagerechte Abgleichung der Schichten herstellen (bei Fundamentmauern geschieht dies gewöhnlich an den Absätzen).

Die Festigkeit des Bruchsteinmauerwerks richtet sich nach Steinmaterial und Mörtel. Für einfache Hochbauten reicht die Festigkeit wegen der aus praktischen Gründen erforderlichen grofsen Wanddicke stets aus. In schwierigen Fällen und bei Ingenieurbauwerken mufs die Festigkeit durch Versuche ermittelt werden, da neben den Baustoffen selbst die Gestalt der Steine und die Güte der Verarbeitung von ausschlaggebendem Einflufs sind. Im allgemeinen wird Zementmörtel 1:4 bis 1:5 oder Trafszementmörtel verwendet. Während bei unregelmäfsigem Bruchsteinmauerwerk für 1 m³ fertiges Mauerwerk 1,3 bis 1,4 m³ lose Steine und 0,30 bis 0,40 m³ Mörtel verbraucht werden, sinkt der Bedarf an Baustoffen bei gut lagerhaften Steinen auf 1,2 m³ Steine und 0,25 m³ Mörtel.

d) Betonmauerwerk (Konkretmauerwerk) aus Beton, in den gröfsere Steine eingebaut werden. Die Steine müssen vor der Verarbeitung gut angenäfst werden, damit dem Beton kein Abbindewasser entzogen wird. Beim Einbau ist darauf zu achten, dafs die Steine allseitig mit reichlicher Deckung in das Beton-

gemisch eingebettet werden. Diese Ausführungsart wird heute nur noch in Ausnahmefällen (z. B. Fundamentmauern landwirtschaftlicher Bauten) angewendet.

2. Wände aus Werksteinen (Hausteinen, Quadern).

Die zur Verwendung gelangenden Steine kommen aus den Steinbrüchen roh behauen oder fertig bearbeitet nach den Arbeitsplätzen, wo sie vom Steinmetzen nur noch an den Ecken und Kanten mit dem Schlageisen abgerichtet werden. Die regelmäfsig bearbeiteten Steine werden in Gestalt von Parallelepipeden mit engen Fugen in regelmäfsigem Verband mit kurzen aber tiefer eingreifenden Bindern und längeren weniger tief eingreifenden Läufern vermauert. Eine besondere Art des Quadermauerwerks ist das Bossenmauerwerk (Rustika), dessen Steine aus Quadern bestehen, deren Aufsenflächen nicht oder nur wenig bearbeitet sind. Vielfach sind die Steine an den Kanten mit einem Kantenschlag oder mit Profilierung versehen. Das Werksteinmauerwerk wird meist zwecks Ersparnis nur zur Verkleidung verwendet. In diesem Falle besitzen die Steine nur in der Ansicht die volle Fläche und verjüngen sich nach der Tiefe zu. Der Bedarf an Baustoffen hängt daher sehr von Form und Gröfse der verwendeten Steine ab und kann allgemein nicht angegeben werden.

B. Wände aus Mauerziegeln (Backsteinen).

Backsteine sind schon vom Altertum her bekannt und überall verbreitet. Sie sind als Mauerziegel in der DIN 105 genormt. Das Normenblatt bestimmt folgenden Begriff: „Mauerziegel sind gebrannte Steine, die aus Lehm, Ton oder tonigen Massen zum Teil unter Zusatz von Sand, Quarzbrocken, getrocknetem Tonmehl, gebranntem Ton oder anderen geeigneten Magerungsmitteln geformt sind.“ Lufttrockene Steine müssen im Mittel aus 10 Versuchen folgende Druckfestigkeiten ergeben:

Klinker . . .	350 kg/cm²,	Mauerziegel 1. Klasse	150 kg/cm²,
Hartbrandziegel	250 kg/cm²,	Mauerziegel 2. Klasse	100 kg/cm².

Backsteine, die eine kleinere Festigkeit als 100 kg/cm² besitzen, dürfen nicht als Mauerziegel bezeichnet werden. Das Normalformat der Mauerziegel hat die Abmessungen 25 · 12 · 6,5 cm. Klinker dürfen höchstens 5 vH., Hartbrandziegel höchstens 8 vH., Mauerziegel 1. und 2. Klasse in der Regel nicht unter 8 vH. Wasseraufnahmefähigkeit besitzen. Mauerziegel müssen frostbeständig sein.

Aufser den vorgenannten Normalformaten kommen in Deutschland noch folgende Formate vor:

Oldenburger Format	22 · 10,5 · 5 cm,
Kieler Format	23 · 11 · 5,5 cm,
Klosterformat	28,5 · 13,5 · 8,5 cm,
Oesterreichisches Normalformat .	29 · 14 · 6,5 cm.

Aufser den Normalformaten werden noch für besondere Zwecke Teilformate hergestellt, die wie folgt bezeichnet werden: ist $l \cdot b \cdot d$ das Normalformat, so bezeichnet man die Teilformate wie folgt:

Dreiquartiere (Dreiviertelstein) . .	$^3/_4\, l \cdot b \cdot d$,
Zweiquartiere (halbe Steine) . . .	$l/2 \cdot b \cdot d$,
Einquartiere (Viertelsteine) . . .	$l/4 \cdot b \cdot d$,
Längsquartiere (Riemchen) . . .	$l \cdot b/2 \cdot d$,
Dreiviertelriemchen	$^3/_4\, l \cdot b/2 \cdot d$.

Das Normalformat wiegt i. M. 2,75 bis 3,0 kg/Stück. Mauersteine werden i. allg. mit Fugen von 1,2 cm Weite vermauert. In diesem Falle rechnet man 13 Schichten auf 1 stgm Mauerwerk.

Materialverbrauch für Mauerwerk mit 13 Schichten/m.

Bezeichnung	Dicke cm	Gewicht t/m³	Steine	Mörtel m³	Steine für 1 m³	Mörtel i. M.
½ Stein	13	0,220	50	0,035		
1 „	25	0,450	100	0,070	400	0,270
1½ „	38	0,680	150	0,105		
2 „	51	0,920	200	0,135		
2½ „	64	1,150	250	0,175		
3 „	77	1,400	300	0,210	390	0,260
3½ „	96	1,750	350	0,245		
4 „	103	1,850	400	0,280		

Mauerdicken (in cm) von Wohn- und Fabrikgebäuden.

Vorschriften der Berliner Baupolizei	Frontmauern mit Oeffnung mit Balkenlast	Mittelmauern mit Oeffnung mit Balkenlast	Giebelmauern ohne Oeffnung ohne Balkenlast	Hohe Mauern ohne Oeffnung mit Balkenlast	Giebelmauern mit Oeffnung ohne Balkenlast	Treppenmauern
a) Für Wohngebäude						
Dachboden . . .	25	—	25	25	25	25
4. Geschofs . . .	38	38	25	38	25	25
3. „ . . .	38	38	25	38	25	25
2. „ . . .	51	38	25	38	38	25
1. „ . . .	51	38	38 [1]	38	38	25
Erdgeschofs. . .	64	51	38 [1]	51	51	38
Keller	77	51	51	51	51	38
b) Für Fabrikgebäude						
Dachboden . . .	25	—	25	25	—	25
4. Geschofs . .	38	38	25	38	—	25
3. „ . . .	51	38	25	38	—	25
2. „ . . .	51	38	38	51	—	25
1. „ . . .	64	51	38 [1]	51	—	38
Erdgeschofs. . .	77	51	51 [1]	64	—	38
Keller	90	64	51	77	—	51

Die für Mauerwerk zulässigen Spannungen sind im preufs. Ministerialerlafs vom 12. III. 1937 [2]) festgelegt; vgl. I. Teil, S. 64. Die zulässigen Druckspannungen für Pfeiler sind vom Verhältnis der geringsten Stärke zur Höhe abhängig (s. I. Teil, S. 65).

Von den zahlreichen Arten, Mauersteine im Verband zu vermauern, sind die nachstehenden die bekanntesten:

1. der Läuferverband enthält nur Läufersteine,
2. der Binderverband enthält nur Binder,
3. der Blockverband enthält abwechselnd eine Reihe Läufer und Binder,

[1]) Mit oder ohne Balkenlast.

[2]) Vgl. auch DIN 1055 bzw. Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau. 16. Ausgabe, Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

4. der Kreuzverband wird hergestellt wie vor, jedoch werden die Läuferreihen jeweils um $^1/_2$ Stein in der senkrechten Fuge versetzt,
5. der Blendverband.

Aufser den normalen Mauerziegeln werden noch zahlreiche Spezialziegel für besondere Zwecke hergestellt. Hier sind in erster Linie die verschiedenen Sorten Klinker zu nennen, die besonders für Verblendzwecke in den verschiedensten Arten, Farben und Glasuren hergestellt werden. Genannt seien nur die Fassadenklinker, die Eisenklinker und die besonders in Norddeutschland viel verwendeten Oldenburger Klinker.

Endlich werden noch Hohlziegel für besondere Zwecke gefertigt, die sich durch geringeres Gewicht, gute Isolierfähigkeit gegen Schall und Wärme auszeichnen. Die Form der Hohlräume ist vielfach den Herstellern geschützt (z. B. Frewenhohlziegel, Tuhoziegel, Allzu-Ziegel, Rolandsteine und viele andere).

Hohlräume in Mauern.

Hohlräume in Mauerwerk werden als Luftschichten angelegt, meist $^1/_4$ Stein stark, als Schutz gegen die Einwirkungen der Feuchtigkeit oder der Temperatur. Die beiden Wände, aus denen die Mauer dann besteht, sind in gewissen Abständen mit durchgreifenden Steinen zu verbinden und zu versteifen. Luftschichten als Schutz gegen seitliche Erdfeuchtigkeit in Kellermauern meist nach aufsen (durch $^1/_2$ Stein starke Mauer begrenzt). Die Aufsenwand am besten in verlängertem Zementmörtel gemauert, die Durchbinder in heifses Bitumen getaucht. Solche Isolierluftschichten als Feuchtigkeitsschutz müssen gelüftet werden; nach oben im über das Erdreich hinausragenden Teil durch vergitterte Oeffnungen, unten entweder nach den Innenräumen oder besser nach einem warmliegenden Lüftungsschornstein. Luftschichten, die nur als Wärmeschutz dienen sollen, müssen luftdicht abgeschlossen werden (ruhende Luftschicht).

Isolierungen.

Gegen aufsteigende Feuchtigkeit aus dem Erdboden müssen Wände besonders isoliert werden. Die waagerechte Isolierung wird gewöhnlich oberhalb der Fundamente und des Erdfufsbodens angelegt. Sie besteht aus asphaltierter Dachpappe und bezweckt, ein Hinaufziehen der Feuchtigkeit durch Kapillarität in den oberen Teil der Umfassungswände zu verhindern. Die senkrechten Flächen der erdberührten Wände werden mit heifsem Bitumen gestrichen.

Bewehrte Ziegelsteinwände.

Prüfs-Wände werden aus Backsteinen in Zementmörtel hergestellt und mit weitmaschigen Bandeiseneinlagen bewehrt. Der Abstand der Bandeisen, die verknüpft und mittels Haken oder Krampen befestigt werden, beträgt 53 cm. Durch sorgfältiges Einbetten der Bandeisen in den Mörtel muß deren Verrosten verhindert werden.

Lehmann-Wände sind dünne, aus Ziegelsteinen in Zementmörtel hergestellte Wände, in die mit Haken versehene Rundeisen von 50 bis 53 cm Maschenweite eingelegt sind und die ohne Unterstützung zwischen stärkeren Mauern bis zu 10 m frei gespannt werden können.

Förster-Wände werden anstatt mit Ziegelsteinen mit den Förster-Hohlsteinen ausgeführt.

Kefsler-Wände werden wie die Prüfs-Wände mit waagerechten und lotrechten Bandeisen bewehrt, jedoch sind hier die lotrechten Eisen an jedem waagerechten Stab unterbrochen und durch sinnreiche Einrichtungen damit verbunden.

Eckert-Wände sind hochkant gemauerte bewehrte Backsteinwände, die hauptsächlich zu Einfriedigungen verwendet und bis 5,0 m freitragend zwischen Eisenbetonpfosten gespannt werden. Nach der gleichen Bauweise werden Doppelwände ohne Bewehrung mit Luftraum auch als Zwischenwände für Wohnungsbauten u. dgl. in der Sparbauweise ausgeführt.

C. Wände aus Kalksandsteinen und Hochofenschlackensteinen.

In der gleichen Weise und zum gleichen Zwecke wie Mauerziegel können Kalksandsteine (Mauersteine) Verwendung finden. Sie sind in der DIN 106 genormt. Das Normblatt bestimmt: „Kalksandsteine sind Mauersteine, die aus Quarzsand und Kalk nach innigem Mischen in Form gepreſst und unter Dampfdruck erhärtet sind und nachfolgenden Bedingungen entsprechen. Kalksandsteine müssen die Gestalt eines von Rechtecken begrenzten Körpers haben. Als Normalform gelten die Abmessungen 25 · 12 · 6,5 cm. Lufttrockene Kalksandsteine müssen eine Druckfestigkeit von 150 kg/cm² besitzen. Die Wasseraufnahmefähigkeit darf nicht weniger als 10 vH. des Gewichtes betragen. Kalksandsteine müssen frostbeständig sein."

Die Beanspruchung von Kalksandsteinmauerwerk ist im preufs. Ministerialerlafs vom 12. März 1937 festgesetzt (s. Teil I, S. 64). Das Durchschnittsgewicht des Kalksandsteinmauerwerkes beträgt nach diesem Erlafs 1800 kg/m³. Nach neueren amtlichen Untersuchungen besitzen normengerechte Kalksandsteine eine im grofsen und ganzen gleichgrofse Wärmeleitfähigkeit wie die Mauerziegel. Vorzüge des Kalksandsteines sind u. a.: Gleichförmigkeit, daher schnelles, leichtes Vermauern, geringer Mörtelbedarf, jeder Stein ein Verblender, kein Putzen und Berappen der Keller und Stallräume, trockene und warme Räume, frost- und feuerbeständig.

Neben den Kalksandsteinen finden die Hüttensteine (früher Hochofenschlackensteine genannt)[1]) bereits seit den 60er Jahren des vorigen Jahrhunderts ausgedehnte Verwendung. Das Normenblatt DIN 398 Hüttensteine (Mauersteine) bestimmt: „Hüttensteine sind Vollsteine, die aus Schlackensand (gekörnter Hochofenschlacke), gemischt mit Kalk, Schlackenmehl oder Zement, hergestellt sind. Die in Formen gepreſsten Steine erhärten entweder an der Luft oder werden unter Dampf oder kohlensäurehaltigen Abgasen gehärtet." Die mittlere Druckfestigkeit mufs betragen für Hüttenhartsteine 250, für Hüttensteine 1. Kl. 150 und 2. Kl. 100 kg/cm², oder als Mindestfestigkeit des Einzelsteines entsprechend 200, 120 oder 90 kg/cm². Die Hüttensteine müssen das rechteckige Format 25 · 12 · 6,5 cm besitzen. Sie müssen frostbeständig sein, ihre Wasseraufnahmefähigkeit mufs bei Hüttenhartsteinen nicht weniger als 5 vH., bei den Steinen 1. und 2. Kl. nicht weniger als 10 vH. betragen, nach oben ist sie unbegrenzt. Nach neueren amtlichen Untersuchungen durch das Staatliche Materialprüfungsamt in Berlin haben die Schlackensteine eine im grofsen und ganzen gleiche Wärmeleitfähigkeit wie die Mauerziegel. Mauerwerk aus Hüttensteinen ist als feuerbeständig anerkannt (RdErl. Preufs. Min. Volkswohlfahrt v. 12. 3. 25).

D. Wände aus Bimsbeton- und Leichtbeton-Formsteinen.

a) Zementschwemmsteine aus Bimskies, genormt nach DIN 1059. Das Normblatt bestimmt: „Zementschwemmsteine aus Bimskies sind leichte hochporöse Mauersteine (Vollsteine), die aus

[1]) Vgl. Ztrlbl. d. Bauv. 1937, Heft 9, S. 239 u. f.

Die genormten Abmessungen sind folgende:

Bezeichnung des Steines		Abmessungen	Raum	Höchstgewicht
neu	alt	cm	cm³	kg
6,5	2½″	25 · 12 · 6,5	1950	1,66
9,5	**4″**	**25 · 12 · 9,5**	**2850**	**2.42**
14	5″	25 · 12 · 14	4200	3,57
Weitere Abmessungen sind:				
7,5	3″	25 · 12 · 7,5	2250	1,91
	6″	25 · 12 · 16	4800	4,08
	6½″	30 · 12 · 14	5040	4,28
16	7″	25 · 14 · 16	5600	4,75

rheinischem Bimskies (Bimssand) und hydraulischen Bindemitteln hergestellt sind. Sie dürfen aufser den natürlichen Beimengungen des Bimskieses keine Zuschlagstoffe irgendwelcher Art enthalten.* Unterschieden werden: 1. Zement-Schwemmsteine aus Bimskies, die als Bindemittel Zement und andere hydraulische Bindemittel enthalten; 2. Sonder-Zement-Schwemmsteine aus Bimskies, die als Bindemittel entweder Zement oder überwiegend Zement und andere hydraulische Bindemittel enthalten. Die Gestalt mufs die eines von Rechtecken begrenzten Körpers sein.

Lufttrockene Steine müssen i. M. aus zehn Versuchen folgende Druckfestigkeit aufweisen: Zement-Schwemmsteine aus Bimskies 20 kg/cm²; Sonder-Zement-Schwemmsteine aus Bimskies 30 kg/cm². Das Raumgewicht darf 0,85 g/cm³ nicht überschreiten, das spezifische Gewicht beträgt 2,2 bis 2,4 g/cm³. Die Wärmeleitzahl des getrockneten Zement-Schwemmsteines darf bei 20° C höchstens $0{,}16 \frac{\text{k cal}}{\text{m h}^\circ\text{C}}$ betragen.

Der rheinische Schwemmstein wird im Kaltverfahren mittels selbsttätiger oder Handstampfmaschinen hergestellt. Er ist leichter als Wasser und nur halb so schwer wie der Ziegelstein. Die grofse Leichtigkeit bedingt Ersparnis an Fracht, Fuhrlohn, Zubringekosten, Kosten für die Gründung, bei Skelettbauten insbesondere auch Ersparnis an Tragkonstruktion. Das gröfsere Format als der Ziegelstein bringt eine weitere Ersparnis an Material und Arbeitszeit. Die gröfseren Formate 5″, 6″ und 7″ eignen sich vor allem zur Ausfachung von Skelettbauten und Ausstückung von Fachwerkbauten. Mit dem 6,5″-Stein kann bei flachseitiger Vermauerung eine Mauerdicke von 30 cm im Verband erreicht werden, ebenso bei Verwendung des 5″-Steines als Läufer flachseitig und des 6,5″-Steines als Binder. Das 14 (5″)-Format eignet sich zu gleichzeitiger Vermauerung mit Steinen von Reichsformat (z. B. Backsteinverblendung): zwei Backsteinschichten ergeben eine Schwemmsteinschicht. Die Druckfestigkeit der Schwemmsteine genügt den Anforderungen des mehrgeschossigen Massivbaues und des Skelettbaues, sie gestattet durch volle Ausnutzung wirtschaftliche Verwendung des Baustoffes. Das Materialgefüge des Schwemmsteines ist hochporös und enthält nur Makroporen, die eine Kapillarwirkung ausschliefsen. Das Fehlen der Feuchtigkeitsleitung durch das Steinmaterial verhindert bei dichtem Fugenmörtel jede Durchfeuchtung des Schwemmsteinmauerwerks durch Schlagregen, der selbst in unverputzten Wänden höchstens 2 bis 3 cm tief eindringt. Wegen der Kapillarwirkung des Fugenmörtels mufs auch aufgehendes Schwemmsteinmauerwerk gegen Grundfeuchtigkeit in der üblichen Weise isoliert werden. Schwemmsteinmauerwerk ist frost- und feuerbeständig und infolge der anorganischen Zusammensetzung des Schwemmsteines auch schwamm- und fäulnissicher. Der Schwemmstein ist nagelbar, seine rauhe Oberflächenstruktur bedingt eine innige Verbindung des Mörtels mit den Steinen und eine gute Haftung des Putzes. Der Wärmeschutz des Schwemmsteinmauerwerks ist bis 3½ mal so grofs wie der des Ziegelmauerwerks, bis 5 mal so grofs wie der des Kiesbetons und bis 7 mal so grofs wie der des Bruchsteinmauerwerks. Für Fugenmörtel wird Kalkmörtel 1:3 oder besser verlängerter Zementmörtel 1:1:6 bis 8, besonders bei voll belasteten Bauteilen und ½ Stein dicken Zwischenwänden, benutzt. Für Verputz wird als Aufsenputz ein Unterputz von 1 bis 1,5 cm Dicke in verlängertem Zementmörtel 1:1:6 und ein Oberputz in Kalkmörtel 1:2, als Innenputz ein Unterputz in Kalkmörtel 1:3 und ein Feinputz in Kalkmörtel 1:1½ (auch mit Gipszusatz) empfohlen. Eigengewicht des Schwemmsteinmauerwerks 900 bis 1100, i. M. 1000 kg/m³ (s. Teil I, S. 115).

b) Der Bimsbetonhohlblockstein ist ein grofsformatiges Bauelement aus Bimsbeton mit denselben materialtechnischen Eigenschaften wie der rheinische Schwemmstein. Er ist zur Verminderung des Gewichtes mit fünfseitig geschlossenen, glockenförmigen Hohlräumen versehen, die beim Vermauern nach unten gerichtet werden und sich dadurch zu kleinen, im Sinne der Wärmeisolierung wirksamen Luftzellen schliefsen. Eine Steindicke ergibt die ganze Mauerdicke, das gewöhnliche Format mifst in der Ansichtfläche im Mauerwerk 50/25 cm. Die einzelnen Firmen stellen nach Gröfse und Anordnung der Lufthohlräume und Ausbildung der Standfugen verschiedene Systeme her. Die Grundform ist in Abb. 1 bis 5 dargestellt.

Vierkammerstein. Zweikammerstein.

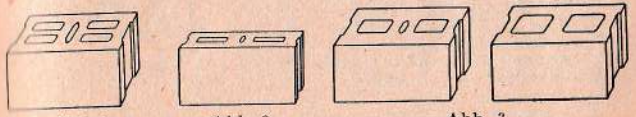


Abb. 1. 25, 30 und 38 cm Wanddicke.

Abb. 2. 10 bis 20 cm Wanddicke.

Abb. 3. 20, 25, 30 und 38 cm Wanddicke.

Eckstein Ganzer Anschlagstein

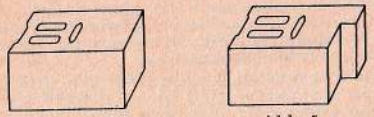


Abb. 4. Abb. 5.

passend zu den einzelnen Mauerdicken.
Halbe Anschlagsteine und Doppelanschlagsteine (ohne Kammern) werden ebenfalls geliefert.

Anschlagsteine und Ecksteine werden an der Ecke bzw. an der Anschlagseite voll, ohne Hohlräume ausgebildet. Für schmale Fensterpfeiler werden Steine mit doppeltem Anschlag hergestellt. Zur Ueberdeckung der Tür- und Fensteröffnungen werden 25 cm

hohe Fensterstürze in Bimsbeton fix und fertig bewehrt hergestellt verwendet, die sich in den Verband des Hohlblockbauwerks einfügen. Die Auflagerschicht unter den Deckenbalken wird mit den Hohlräumen nach oben vermauert, alsdann werden die Hohlräume mit Kiesbeton ausgestampft. Bei Eisenbetondecken wird die Decke zweckmäfsig bis zur Aufsenkante durchgeführt.

Die Verarbeitung der Bimsbetonhohlblocksteine kann durch ungelernte Arbeitskräfte geschehen, da die Kenntnis des Mauerns im Verband nicht erforderlich ist. Beim Entwurf sind die Aufsen- und Pfeilermafse stets auf ein Vielfaches von 51 bzw. 25,5 cm abzustimmen. Zweckmäfsig benutzt man bei der Auszeichnung des Entwurfes die von den einzelnen Herstellern herausgegebenen Tabellen der Mauermafse, die ein einfaches und schnelles Aufmauern unter Vermeidung von Verhau bezwecken. Im übrigen können Zwischenräume, die sich ergeben sollten, in einfachster Weise mit Zementschwemmsteinen ausgemauert werden.

Mörtelbedarf, Arbeitszeiten, Gewicht des Mauerwerks und Lademengen für die verschiedenen Dicken der Hohlblocksteine.

Dicke . . . . . cm	10	12	15	20	25	30	38	m³
Arbeitszeit { M.-Std. . .	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,75	2
Arbeitszeit { H.-Std. . .	0,2	0,2	0,3	0,3	0,4	0,5	0,5	1½
Gewicht der Mauer kg/m²	80	90	110	132	156	185	238	650
Durchschnittliche Lademenge . . . m²/10 t	127	110	90	75	63	53	40	—
Mörtelbedarf . . . l/m³	7	9	12	16	20	24	30	—

Der Wärmeschutz des Hohlblocksteinmauerwerks entspricht im Durchschnitt jenem des Schwemmsteinmauerwerks. Die äquivalente Wärmeleitzahl für Hohlblockmauerwerk beträgt bei etwa 10° C Mitteltemperatur $\frac{0{,}30 \text{ kg cal}}{\text{h m° C}}$. Die Verwendungsgebiete des Bimsbetonhohlblocksteines sind die gleichen wie die des aufgehenden Mauerwerks aus Zementschwemmsteinen, besonders eignet es sich für Siedlungen und seines geringen Gewichtes wegen zur Ausfachung von Skelettbauten.

c) Hüttenschwemmsteine nach DIN 399 (früher Hochofenschwemmsteine genannt)[1] „sind leichte, hochporige Mauersteine (Vollsteine), die aus geschäumter Hochofenschlacke, gemischt mit Kalk, Schlackenmehl oder Zement, hergestellt sind. Sie dürfen keine anderen Zuschlagstoffe enthalten. Die in Formen gepreifsten Steine erhärten entweder an der Luft oder werden unter Dampf oder kohlensäurehaltigen Abgasen gehärtet." Die mittlere Druckfestigkeit mufs betragen für Sonderhüttensteine 30, für Hüttenschwemmsteine 20 kg/cm², oder als Mindestfestigkeit des Einzelsteines 24 und 16 kg/cm². Die Abmessungen sind die gleichen wie die der Zementschwemmsteine nach DIN 1059 (vgl. S. 90, ganz oben), die entsprechenden Höchstgewichte betragen für Sonderhüttensteine 2,34, 3,42 und 5,04 oder für Hüttenschwemmsteine 1,95, 2,85 und 4,20 kg/Stück. Hüttenschwemmsteine müssen frostbeständig sein, die Wärmeleitfähigkeit der bei etwa 110° bis zur Gewichtsbeständigkeit getrockneten Steine darf bei 20° Mitteltemperatur höchstens für Sonderhüttensteine 0,25, für Hüttenschwemmsteine höchstens 0,20 kcal/mh° C betragen. (Für Mauerwerk gelten diese Zahlen wegen der Fugen und der Mauerwerksfeuchtigkeit nicht!)

[1]) Vgl. Ztrlbl. d. Bauv. 1937, Heft 9, S. 239 u. f.

d) Leichtbetonformsteine und Hohlblocksteine aus dem gleichen Material wie unter c), die in jeder beliebigen Form und Gröfse auch an der Baustelle z. B. mittels Handschlagmaschinen hergestellt werden können, und in entsprechender Weise wie unter b) versetzt werden. Im rheinisch - westfälischen Industriegebiet besonders bekannt ist der Zehnerbau mit Dezimalnormierung sämtlicher Baumafse und Mauerstärken, auch bei Klinkerverblendung anwendbar. Der Zehner - Winkelsteinbau mit Fünferteilung eignet sich besonders auch zur Ausfachung von Stahl- und Eisenbetonskelettbauten.

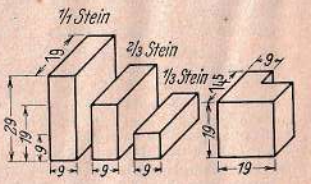


Abb. 6.

e) Schlackensteine nach DIN 400 „sind leichte, porige Mauersteine (Vollsteine)[1]), die aus zum Teil bis zum Schmelzen gebrachten Verbrennungsrückständen von Steinkohlen und Koks, gemischt mit hydraulischen Bindemitteln, hergestellt sind. Die Verbrennungsrückstände sind besonders aufzubereiten, von Asche und reinem (ungelöschten) oder dolomitischem Kalk zu befreien und dürfen dann höchstens 15 Gew.-vH. unverbrannte Bestandteile (Kohle und Koks) und nicht mehr als 1 Gew.-vH. SO_3 und 0,2 Gew.-vH. Sulfidschwefel enthalten. Bindemittel und Schlacke werden in besonderen Mischern gemischt und durch Pressen oder Stampfen geformt. Die Formlinge erhärten an der Luft". Die mittlere Druckfestigkeit mufs betragen für Sonderschlackensteine 50, für Schlackensteine 30 kg/cm², oder als Mindestfestigkeit des Einzelsteines 40 und 24 kg/cm². Die Abmessungen sind die gleichen wie die der Zementschwemmsteine nach DIN 1059 (vgl. S. 90, ganz oben), die entsprechenden Höchstgewichte betragen für Sonderschlackensteine 2,73, 3,99 und 5,88 oder für Schlackensteine 2,34, 3,42 und 5,04 kg Stück. Schlackensteine müssen frostbeständig sein, die Wärmeleitfähigkeit der bei etwa 110° bis zur Gewichtsbeständigkeit getrockneten Steine darf bei 20° Mitteltemperatur, höchstens für Sonderschlackensteine 0,28, für Schlackensteine 0,25 kcal/mh° C betragen. (Für Mauerwerk gelten diese Zahlen wegen der Fugen und der Mauerwerksfeuchtigkeit nicht!)

f) Leichtbetonformsteine und Hohlblocksteine aus Aerokret-Gasbeton. Dieser ist ein poröser Beton, der durch Zusatz von gaserzeugenden Chemikalien zur Betonmasse hergestellt wird und keinerlei vegetabilische oder die Natur des Betons schädigende Bestandteile enthält. Das Raumgewicht kann in den Grenzen von 450 bis 1300 kg/m³ schwanken. Aerokret-Gasbeton mit einem Raumgewicht von 900 kg/m³ besitzt eine durchschnittliche Druckfestigkeit von 32 kg/cm² und darf gemäfs baupolizeilicher Verfügung der Stadt Berlin mit 6 kg/cm² beansprucht werden. Das Material ist frost- und feuerbeständig, wasserabweisend, nagelbar und gegen Ungeziefer gefeit. Aerokret isoliert dreimal so gut wie Ziegelmauerwerk und ist für zweigeschossige Bauten in 20 cm Dicke zugelassen. Aerokret-Steine können fabrikmäfsig oder an der Baustelle hergestellt werden. Der Aerokret-Gasbetonformstein besitzt ein Raumgewicht von 1,05 t/m³ und wird im Format 60 · 33,3 cm oder auch in Teilstücken mit einer Dicke von 7, 10, 14,6 und 20 cm fabrikmäfsig hergestellt. Je nach der Wanddicke enthält eine Ladung von 20 t daher 275, 195, 130 oder 95 m² Wandfläche. Aerokret-Aufsenwände werden mit isolierenden und wasserabweisenden Fugen vermauert, die Fugen werden durch eingelegte

[1]) Vgl. Ztrlbl. d. Bauv. 1937, Heft 9, S. 239 u. f.

imprägnierte Korkstreifen unterbrochen und mit einem wasserdichten Mörtel verstrichen. In entsprechender Weise wie unter D b) wird das Aerokretmaterial pafsrecht auf Grund eines Versetzplanes an der Baustelle angeliefert, ebenso fertige Fenster- und Türstürze mit eingebetteten I-Trägern und fertige Schornsteinblöcke mit eingegossenen Chamotterohren.

g) **Iporit-Leichtbeton** der I. G. Farbenindustrie AG., Frankfurt. Im Gegensatz zum Gas- oder Treibbeton geschieht das Auflockern bzw. Porösmachen der aus Sand, Zement, Iporit und etwas Wasserglas bestehenden Betonmasse nicht durch Auftreiben des Betonbreies nach dem Mischen, sondern unter Mitwirkung des Schaumstoffes Iporit durch rein mechanisches Einschlagen von Luft im Mischer selbst während des Mischvorganges, so dafs nach Beendigung desselben der Leichtbeton sofort verarbeitungsfertig aus der Maschine fliefst. Dazu ist fast jeder chargenweise arbeitende Mischer gegebenenfalls unter geringen Abänderungen brauchbar, eine besondere Maschine also nicht erforderlich. Auch dieser Leichtbeton ist infolge seiner anorganischen Beschaffenheit frost- und feuerbeständig, nagelbar, schwamm-, fäulnis- und korrosionssicher. Er kann an jeder Baustelle leicht hergestellt und zu Steinen von beliebiger Form und Gröfse und als Estrich auf Massivdecken für Linoleum- u dgl. Unterlage vergossen werden. Die Formen für die Steine werden aus Balken und Brettern hergestellt.

Iporit-Leichtbeton ist für Aufsenmauerwerk in 20 cm Stärke zugelassen, das wärmetechnisch einer 38 cm starken Ziegelwand entspricht. Das Raumgewicht des fertigen Betons liegt zwischen 1,2 und 1,4. Die Druckfestigkeit beträgt 20 bis 35 kg/cm² und darüber.

Zum Vermauern der Iporit-Leichtbetonsteine ist verlängerter Zementmörtel 1 : 1 : 6 vorgeschrieben. Das Mauerwerk erhält einen 1 cm starken Unterputz aus 1 RT Zement und 6 RT Kalkmörtel 1 : 4 und einen 1 cm starken Kalk-Oberputz 1 : 4. Die Putzhaftung an Iporit-Leichtbeton beträgt das Dreifache wie beim Ziegelstein.

E. Wände aus Platten für Skelettbauweisen.

Die in den Abschnitten A bis D beschriebenen Baustoffe dienen zweierlei Zwecken: sie bilden einmal die Wand, die den Raum umschliefst, sodann übertragen sie die Bauwerklasten, wie Dach- und Deckenlasten, ferner ihr Eigengewicht unmittelbar auf die Fundamente. Im Gegensatze hierzu haben die Wandbaustoffe bei Skelettbauten nur die Aufgabe, die Wandflächen, d. h. die Ausfachung des Skelettes zu bilden. Die Uebertragung der Bauwerklasten und auch des Eigengewichtes der Wände, sofern es im Skelett abgefangen ist, auf den Untergrund übernimmt das Skelett. Dieses kann in Holz, Eisen oder Eisenbeton ausgeführt sein. Aus diesem Grunde können die Wanddicken gering gehalten werden. Sie werden vorwiegend bestimmt durch den geforderten Wärme- und Schallschutz. Die Wände können mit einfachem oder doppeltem Querschnitt ausgebildet werden. Im zweiten Falle wird das Tragwerk beiderseits umschlossen, also verdeckt. Infolge der geringen Dicke und leichten Gewichtes werden die Baustoffe zweckmäfsig in Form von Platten verwendet. Man unterscheidet u. a.:

1. Bimszementdielen, unbewehrt oder mit beidseitiger Bewehrung, aus demselben Grundstoff Bimskies wie der rheinische Schwemmstein und aus denselben Bindemitteln wie dieser. Sie werden ebenfalls im Kaltverfahren mittels Stampfmaschinen hergestellt. Das normale Format ist 100 · 33 cm, die Dicke 5, 6, 7, 8 und 10 cm. Sie werden mit Nut und Feder versehen und in verlängertem Zementmörtel, etwa im Mischungsverhältnis 1 : ½ : 6, mit versetzten Stofsfugen vermauert.

Formate, Lademengen, Gewichte, Mörtelbedarf und Arbeitszeiten.

Stärke cm	Länge cm	Breite cm	Durchschnittl. Lademenge m²/10 t	Anzahl je m²	Gewicht lufttrocken kg/m²	Mörtelbedarf l/m²	Arbeitszeit je m² M.-Std.	Arbeitszeit je m² H.-Std.
5	100	33	250	3	35	5	0,7	0,35
6	100	33	200	3	45	6	0,7	0,35
7	100	33	175	3	50	7	0,75	0,4
8	100	33	145	3	60	8	0,75	0,4
10	100	33	115	3	75	10	0,8	0,4

Die Bimszementdielen besitzen dieselben Vorzüge wie die Schwemmsteine, sie sind feuerbeständig und nagelbar und eignen sich daher auch sehr gut als Zwischenwände. Die Wärmeleitzahl beträgt 0,18 bis 0,20 kg $\frac{\text{cal}}{\text{m h° C}}$, d. h. sie bieten unter Berücksichtigung eines etwaigen Feuchtigkeitsgehaltes im Mittel folgenden Wärmeschutz: 5 cm Diele wie ¾ Stein Ziegelmauerwerk, 6 cm wie fast 1 Stein, 7 cm mehr als 1 Stein, 8 cm wie 1¼ Stein und 10 cm Diele wie 1½ Stein Ziegelmauerwerk.

Für Eisen- und Eisenbetonskelettbauten werden von einzelnen Firmen Spezialplatten hergestellt, die mit beidseitiger Bewehrung versehen, gröfsere Längen besitzen und mittels besonderer Verbindungsmittel untereinander und an den Tragwerkteilen befestigt werden.

2. Hüttenbimszementdielen, die aus Hochofenschaumschlacke ähnlich wie unter 1. hergestellt und verwendet werden.

3. Platten aus Leichtbetonbaustoffen wie Aerokret, Zellbeton und viele andere, die ähnlich hergestellt und verbaut werden.

4. Kombinationsplatten, die aus einem Leichtbeton in Verbindung mit einem Dämmstoff hergestellt werden. Diese Platten besitzen eine besonders gute Isolierung gegen Wärme, Kälte und Schall. Von den zahlreichen Fabrikaten seien nur erwähnt: die Recozell-Leichtbauplatten, sie bestehen aus dem bewährten Zellbeton, der beiderseits mit Holzwollplatten, die ohne Magnesit und Bittersalz gebunden sind, verbunden ist. Ihre Wärmeleitzahl ist 0,06. Sie können genagelt, gebohrt, gesägt und ohne Putzträger verputzt werden. Das Material ist schwamm- und fäulnissicher, feuerhemmend und wird von Feuchtigkeit nicht angegriffen. Die Platten werden im Format 200 · 50 cm mit den in der Tabelle verzeichneten Gewichten usw. hergestellt.

Plattengröfse	200 · 50 cm					
Dicke . . . cm	1,5	2,5	2,5	5	7,5	10
Gewicht etwa kg	8 – 9	10	12,5	22,5	33,5	45
	Holzwollplatten		einseitig	beiderseitig bewehrte Verbund-Platten		

5. Leichtbauplatten, die aus organischen Stoffen, wie Schilf Stroh, Holzwolle, Holzbandstreifen oder Holzabfällen, Zuckerrohrfasern usw., unter Verwendung mineralischer Bindemittel hergestellt werden. Sie sind nagel- und sägbar, wasserabweisend, fäulnissicher und feuerhemmend. Diese Platten besitzen eine hohe Isolierung gegen Wärme und Schall und zeichnen sich durch

sehr geringes Gewicht aus. Ihre rauhe Oberfläche macht sie ohne weiteres als Putzträger geeignet. Die Platten werden je nach Grundstoff und Erzeugnis in Dicken von 1 bis 12 cm und in Formaten von 0,5 · 2,0 bis 1,5 · 5,0 hergestellt. Von den zahlreichen Erzeugnissen seien nur genannt: Celotex aus Zuckerrohrfasern als Grundstoff, Doncona aus Holzfasern, Heraklith und Insulite aus Holzwolle, Isota aus Holzabfällen, Rekord aus Holzwolle, Leichtbauplatte Schwenk aus Holzwolle, Solomit aus Stroh oder Schilf mit Drahtgerippe, Tekton aus Holzbandstreifen, Tentesit aus Holzfasern usw.

II. Wände im Schalungsbau.

Wände im Schalungsbau können mit den gleichen Baustoffen ausgeführt werden, die auch sonst im Beton- und Eisenbetonbau Verwendung finden. Dies wird vor allem der Fall sein, wenn besondere statische Anforderungen an die Wandkonstruktion gestellt werden, die dann als Eisenbeton- oder Stampfbetonwand unter Beachtung der Bestimmungen der DIN 1045, 1047 und 1048 auszuführen ist[1]). Treten jedoch die statischen Anforderungen erheblich zurück gegen die Forderung einer guten Dämmung gegen Wärme und Schall — wie z. B. im Hausbau — so wird man den Leichtbeton als Baustoff vorziehen.

Für die Herstellung des Leichtbetons können die gleichen Baustoffe wie für die Bims- und Leichtbetonformsteine unter Abschnitt 1 verwendet werden. Der Leichtbeton soll nicht dicht wie z. B. der Schwerbeton sein, sondern möglichst viele Lufteinschlüsse (Poren) besitzen. Zu diesem Zwecke darf die Kornzusammensetzung des Leichtbetons nicht nach der Fullerkurve oder Porenvolumenkurve, sondern mufs nach praktischen Erfahrungen oder an Hand von Versuchen festgestellt werden. Besonders mufs verhütet werden, dafs eine Anhäufung von Feinmaterial im Beton entsteht, die eine Wärmebrücke bildet. Aus diesem Grunde kann der Beton nur in plastischem bis erdfeuchtem Zustande verarbeitet werden. Das Ergebnis muls dauernd gut überwacht werden, damit ein möglichst gleichmäfsiges Gefüge entsteht.

Als Zuschlagstoffe werden für Leichtbeton verwendet:

1. Naturbims, spez. Gewicht 2,25 bis 2,30; ein vulkanisches Glas trachytischen Charakters; Ladegewicht in grubenfeuchtem Zustande 12,5 m³/10 t; Ergiebigkeit aus 10 t Bimskies etwa 11 m³ Beton.

Chemische Zusammensetzung des Naturbimses:

Trockenverlust	1,42 vH.	Titanoxyd	0,28 vH
Glühverlust	4,22 „	Kalk	1,88 „
Kieselsäure	55,28 „	Magnesia	0,37 „
Tonerde	21,90 „	Kaliumoxyd	6,21 „
Eisenoxyd	2,66 „	Natriumoxyd	5,10 „

Als Anhalt für die physikalischen Eigenschaften des Leichtbetons aus diesem Rohstoff kann folgende Tabelle dienen:

Misch.-Verhältnis	Raumgewicht	Wärmeleitzahl nach Raisch	Festigkeit an Würfeln $10 \cdot 10 \cdot 10$ W_{28} kg/cm²
1:4	0,89	0,17	54
1:8	0,74	0,15	32
1:2 S:4	1,35	0,29	80
1:3 S:3	1,52	0,35	85

[1]) Bei Verarbeitung von Leichtbeton besonders zu beachten: DIN 1045, I. § 7 bis 11, sowie die Nachträge hierzu lt. RdErl. d. Pr. FM. v. 16. 2. 37 — Bau 2932/15 2.

2. Hochofenschaumschlacke (Hüttenbims, Kunstbims). spez. Gewicht 2,9; Lademenge 16,5 m³/10 t; Ergiebigkeit aus 10 t Bimskies etwa 9,6 m³ Bimsbeton; handelsübliche Korngröfsen 0 bis 3, 3 bis 10, 10 bis 25 mm.

Chemische Zusammensetzung des Hüttenbimses:

Trockenverlust	—	Kalk	41,14 vH.
Glühverlust	—	Magnesia	6,99 „
Kieselsäure	35,16 vH.	Schwefelsäureanhydrid	0,25 „
Tonerde	8,8 „	Sulfidschwefel	2,00 „
Eisenoxyd	1,52 „		
Manganoxyd	3,55 „		

Als Anhalt für die physikalischen Eigenschaften des Leichtbetons aus diesem Rohstoff kann folgende Tabelle dienen:

Misch.-Verhältnis	Raumgewicht	Wärmeleitzahl nach Raisch	Festigkeit an Würfeln $10 \cdot 10 \cdot 10$ W_{28} kg/cm²
1:4	0,94	0,19	30
1:8	0,76	0,155	10
1:2 S:4	1,43	0,325	49
1:3 S:3	1,60	0,38	61

Günstige Mischung für Schüttleichtbeton aus Hüttenbims: 110 kg Zement, 400 l Sand, 800 l Hüttenbims. Aufsenwanddicke 20 bis 25 cm für 1- bis 2½ geschossige Häuser nach amtlicher vorläufiger Zulassung durch die Staatliche statische Prüfungsstelle Berlin vom 1. April 1933.

3. Lavaschlacke, spez. Gewicht 2,0 bis 2,7; Lademenge 0 bis 20 oder 0 bis 30 mm Korngröfse 11 m³/10 t.

Chemische Zusammensetzung der Lavaschlacke:

Kieselsäure	44,1 vH.	Magnesiumoxyd	6,8 vH.
Tonerde	19,9 „	Kaliumoxyd	5,2 „
Eisenoxyd	11,1 „	Natriumoxyd	3,2 „
Kalziumoxyd	9,6 „	Manganoxyd	0,1 „

Druckfestigkeiten von Lavabeton: Würfel 20 · 20 · 20, Konsistenz plastisch.

Normenzement Mischungs-Verhältnis	Druckfestigkeit nach 7 Tagen kg/cm²	Druckfestigkeit nach 28 Tagen kg/cm²	Raumgewicht t/m³	Wasserzusatz vH.
1:4	183,2	283,5	1,62	13,25
1:6	116,2	188,0	1,56	12,5
1:8	87,2	160,7	1,49	12,0
1:10	71,5	116,2	1,45	11,75
1:12	52,4	66,7	1,43	11,5
30 vH. Zement, 70 vH. Gloria-Zementkalk von Gesecke				
1:4	92,1	154,3	1,55	16,5
1:6	79,3	98,4	1,49	15,5
1:8	76,3	82,5	1,46	14,75
1:12	28,6	46,2	1,40	14,0

Als Anhalt für die physikalischen Eigenschaften des Lavabetons können folgende Angaben dienen:

Wärmedämmung nach Reiher bei einem Raumgewicht von 1366 kg/m³ und einer mittleren relativen Feuchtigkeit von 3,8 Vo. vH.

bei 0° C	0,310	k cal/h m° C
„ 10° „	0,326	„
„ 20° „	0,342	„
„ 30° „	0,358	„

Leichtbeton aus Lavaschlacke ist frost- und feuerbeständig, nagelbar und wird schnell bautrocken. Er kann in der üblichen Weise zu Eisenbeton verarbeitet werden, da Lavaschlacke keine Beton oder Eisen schädigende Bestandteile enthält. Vielmehr zeigt Lavaschlacke, wie alle Puzzolane, für die Mörtelbildung günstige Eigenschaften. Lavabeton zeichnet sich durch Zähigkeit aus und neigt nicht zu Rissebildung.

Endlich kann Leichtbeton noch aus Sandbeton auf künstlichem Wege als Gasbeton, Zellenbeton und ähnlichen Verfahren hergestellt werden. Diese Verfahren eignen sich jedoch wegen ihrer ausgesprochenen Qualitätsarbeit weniger für die Baustelle mit ihrem rauhen Betrieb und vielfach mangelhaften Arbeitskräften, sondern mehr für ortsfeste Betriebe mit einem Stamm tüchtiger Facharbeiter. Aus diesem Grunde sind diese Leichtbetone nur unter besonderen Verhältnissen den unter 1. bis 3. genannten Leichtbetonen wirtschaftlich gleichwertig. Sie finden vielmehr ausgedehnte Verwendung bei der Herstellung von Formsteinen und Platten für Skelettbauweisen, wie unter 1. erläutert, endlich dann, wenn nur geringe Massen besonderer Qualität auszuführen sind, wie z. B. zum Isolieren besonderer Bauteile, bei denen sich Fertigwaren nur schlecht verwenden lassen, wie Rohrleitungen, Rohrkanälen usw.

Von ausschlaggebender Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit der am Ort hergestellten Wände in Beton ist Art und Ausführung der Schalung. Vom Baubetrieb aus kann man die Schalung in drei Gruppen einteilen, der ortsfesten, der versetzbaren und der beweglichen Schalung.

A. Die ortsfeste Schalung

ist die gebräuchlichste und im Betonbau althergebrachte Schalung. Sie wird im allgemeinen in Holz ausgeführt. Die erforderlichen Arbeitskräfte — Zimmerleute oder Einschaler — sind fast überall vorhanden und in der Herstellung derartiger Schalungen geübt. Näher auf diese Gruppe hier einzugehen, erübrigt sich, da sie allgemein bekannt ist[1]).

B. Die versetzbare Schalung

wird angewandt, wenn die Art der herzustellenden Konstruktion eine mehrmalige Wiederverwendung ein und derselben Schalungsteile gestattet. Dieser Fall kann bei der gleichen Bauausführung eintreten, wenn der Baukörper grofs genug ist und genügend Bauzeit zur Verfügung steht. Hierzu kommt, dafs Wände während der Bauausführung nur geringe Eigenspannungen erhalten, so dafs sie schon nach kürzester Frist, ein bis zwei Tagen, selbst nach Stunden ausgeschalt werden können. Die Frist hängt von den verwendeten Baustoffen, der Konsistenz des Betons, der Witterung und davon ab, wie der frische Beton gegen den Einflufs der Witterung zu schützen und nachzubehandeln ist. Diese Bau-

[1]) In diesem Zusammenhange sei auf das ausgezeichnete Büchlein von Ingenieur Franz Böhm „Schalung und Rüstung", 2. Aufl., Berlin 1936, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, verwiesen, das eine Zusammenfassung alles Wissenswerten über die hölzerne Schalung enthält.

aufgaben liegen jedoch nicht nur bei Grofsbauten vor, wie Ufer- und Stützmauern, Schleusenmauern, Sperrmauern und Kernmauern von Erddämmen, auch bei kleineren Ausführungen bis herunter zum Hausbau kann versetzbare Schalung verwendet werden, wenn ihre Bauelemente nur eine möglichst vielseitige Verwendung gestatten und daher den Nachteil der teueren Ausführung des Einzelteiles gegenüber der leichten und schnelleren Verarbeitung aufwiegen.

In einfachster Weise kann eine versetzbare Schalung in Holz ausgeführt werden, wenn dafür gesorgt wird, dafs die Ablösung der Schalung vom abgebundenen Beton ohne ihre Beschädigung ermöglicht wird. Gehobelte und eingeseifte Schalung erfüllt nur unvollkommen diesen Zweck, besser, wenn auch teurer ist ein Belag der Schalung mit Blech, u. U. auch mit Pappe oder selbst starkem Papier.

Diese Nachteile werden vermieden, wenn die ganze Schalung aus Stahl hergestellt wird.

Stählerne Schalung kann gut vom Beton abgelöst werden und ergibt vor allem bei richtiger Zusammensetzung und Konsistenz des Betons eine dichte und glatte Oberfläche des Betons, so dafs ein Verputz erspart werden kann. Stahlschalungen werden aus einzelnen Tafeln zusammengesetzt, die je nach dem System Gröfsen von 1 · 2 m oder 1,5 · 2,5 m oder ähnliche Grundmafse haben. Die Tafeln bestehen aus dem Schalblech und den die Tafeln einfassenden Randwinkeln. Je nach dem Schalungsdruck sind noch Versteifungsrippen vorhanden oder werden nach dem Zusammenbau als Gitterträger oder Holme eingebaut. Aufser diesen Regeltafeln werden noch teleskopartig verstellbare Tafeln u. ä. zum Ausgleich der Schalflächen hergestellt. Die Verbindung der Schalflächen untereinander geschieht nicht durch Schrauben, sondern durch die besondere Ausbildung der Ränder der Tafeln unter Verwendung von Keilen usw. Für Ein- und Ausschalen werden etwa 0,5 bis 1,1 Std./m² Arbeitszeit gebraucht. Hierbei gilt der untere Wert für glatte gröfsere Wandflächen. Je nach dem Preisstande der Hilfsbaustoffe — Holz oder Stahl — verschiebt sich die Wirtschaftlichkeit der Stahlschalung. Mit ihrer Abschreibung kann erst bei genügend häufiger Wiederverwendung — etwa 15- bis 30facher — gerechnet werden.

In besonderen Fällen können vorteilhaft auch wesentlich gröfsere Einheiten als Normaltafeln Verwendung finden, zu deren Versetzung dann leistungsfähige Baugeräte erforderlich werden.

Die Stahlschalung Luchterhand & Co., Neustadt an der Haardt, besitzt Schalungstafeln mit der Regelgröfse 1,50 m lang, 1 m hoch, sowie Steifen von oben nach unten, Blechstärke 2 mm, allseitig umbördelt, Steifenzahl je nach Betondruck, Steifenhöhe 46 mm. Die Steifen bestehen aus Leichtprofil Doppel-U. Gewicht einer Regeltafel einschl. 5 Steifen 42,5 kg. Die Verankerung zweier gegenüberstehender Wände erfolgt entweder durch verlorene Anker oder bei dünnen Wänden durch wiedergewonnene Anker in Betonhohlkörpern oder Prefsbetonrohren, die zugleich als Abstandshalter dienen. Der Lohnaufwand ist bei Deckenschalungen 0,7 bis 0,8 Std./m², bei Wandschalungen 0,9 bis 1 Std/m². Die Schalung wird mietweise abgegeben.

Eine weitere Stahlschalung für Wände ist die Schalung nach dem System der **Heine Chimney Co., Chicago,** deren deutsche Generallizenz in den Händen der Firma Ohle & Lovisa, Kiel, liegt. Dieses System (Abb. 7) eignet sich besonders zur Herstellung runder Wände mit oder ohne Verjüngung nach oben, wie sie im Schornsteinbau in Eisenbeton vorkommt. Die Normalelemente dieser Schalung bestehen aus kreisringförmig gebogenen Blechen, die auf der Luftseite Versteifungsrippen und Führungsnasen tragen. Die Innentrommel, deren Höhe 1 m beträgt, wird gehalten durch Rundeisen, die hinter die Führungsnasen gelegt werden. Die Aufsen-

trommeln von etwa 2 m Höhe werden an ihrem unteren Ende durch eine Spannvorrichtung an den fertigen Betonmantel angeklemmt. Am äufseren Mantel ist ein Hängegerüst befestigt, im Inneren des

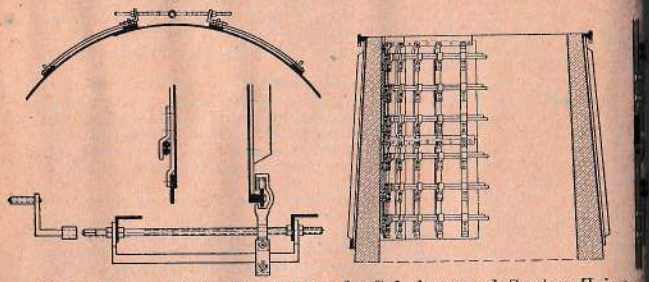


Abb. 7. Schematische Darstellung der Schalung nach System Heine.

Schornsteines oder Turmes wird ein Galgengerüst fortschreitend mit dem Bau aufgeführt, das als Derrick zum Hochziehen der äufseren Schalung und gleichzeitig auch als Materialaufzug dient. Die innere Schalung wird beim Vorbau umgesetzt. Die Konstruktion der Schalung ermöglicht die genaue Dossierung des Schornsteines und die Einhaltung der Wanddicken. Nach diesem System sind in den letzten Jahren zahlreiche Schornsteine bis zu 150 m Höhe, Säurekamine und ähnliche Turmbauten errichtet worden.

Einen grundsätzlich anderen Aufbau als die vorerwähnten Stahlschalungen weist die sogenannte **Draht- und Lochblechschalung** auf, die einen erheblichen Fortschritt auf dem Gebiete der Mechanisierung des Wohnungsbaues bedeutet. Die **Drahtschalung** nach dem Patent Dr. Clement, Koblenz, verzichtete erstmalig auf die Verwendung einer dicht schliefsenden Schalfläche und setzte an deren Stelle hölzerne Rahmen, die mit einem Drahtgeflecht bespannt werden. Durch die diagonale Versteifung des Geflechtes ist es möglich, auch gröfsere Flächen einwandfrei zu spannen. Das Drahtgeflecht besitzt eine Maschenweite von 15 bis 20 mm und eine Drahtdicke von 1 bis 1,5 mm. Die hölzernen Rahmen werden aufeinandergestellt und geheftet, die Drahtflächen durch Bindedrähte verspannt. Fenster- und Türöffnungen werden durch Einsetzen von Kastenrahmen zwischen die Drahtwände ausgespart. Die Schalung selbst ist sehr leicht und kann daher bequem transportiert werden. 1931 betrugen die Kosten für die Anschaffung von 1 m² Drahtschalung rd. 3,50 RM. Die Verwendung kann 15- bis 30 mal, bei sorgfältiger Handhabung also fast beliebig oft stattfinden. Bei mehrgeschossigen Wohnhausbauten betrug der Lohnaufwand für Ein- und Ausschalen im Erdgeschofs 21 min/m², im Obergeschofs 25 min/m².

An Stelle der Drahtschalung kann nach dem Patent Dr. Clement-Dr. Schneider-Arnoldi in gleicher Weise auch die sog. **Lochblechschalung** (Abb. 8) verwendet werden. Bei dieser Schalung werden an Stelle des Drahtgeflechtes Lochbleche benutzt, die als Stanzabfälle billiger als Drahtgeflecht beschafft werden können. Die einzelnen Lochbleche werden punktgeschweifst und in Form von gröfseren Blechen auf die Holzrahmen aufgenagelt. Sie bedürfen nicht der Verspannung und können daher auch in einfachster Weise zur Ueberbrückung von Zwischenräumen zwischen den Schalrahmen nachträglich eingehangen und eingebunden werden.

Die Draht- und Lochblechschalung eignet sich besonders für die Ausführung von Leichtbeton. Der Beton wird schwach plastisch eingebracht und nicht gestampft, sondern nur mit Hölzern ge-

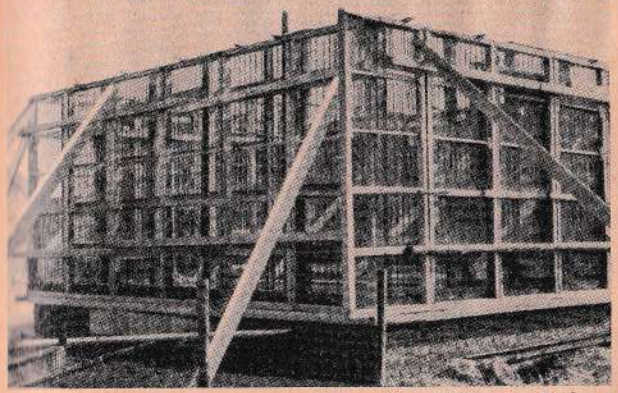


Abb. 8. Lochblechschalung fertig zum Einschütten des Betons.

stofsen. Die durchsichtige Schalung gestattet eine ausgezeichnete Ueberwachung der Ausführung. Die Schalung kann nach dem Abbinden des Betons gut gelöst werden, die Oberfläche des Betons ist rauh und daher ein ausgezeichneter Putzträger. Beide Verfahren sind bereits bei der Ausführung gröfserer Siedlungsbauten praktisch erprobt, sie haben sich ausgezeichnet bewährt[1]).

C. Die bewegliche Schalung[2])

ist während der Betonarbeit im Gegensatze zu den unter A und B erläuterten Schalungen nicht ortsfest, sondern wird fortlaufend bewegt, sie gleitet in der Schalfläche. Bekannt und bewährt ist das Macdonald-Gleitbau-Verfahren, dessen Ausführungsrecht für Europa von der Eisenbeton-Gleitbau-Gesellschaft Heinrich Klotz & Co. in Frankfurt a. M. ausgeübt wird. Bei diesem Verfahren (Abb. 9) wird die innere und äufsere Mantelfläche des Baukörpers nur mit einem 1,25 m hohen, waagerechten Schalungsband verschalt. Der Abstand der beiden Schalungsflächen wird durch U-förmige Böcke gesichert, an denen die Schaltafeln befestigt sind. An den Böcken sind ferner noch äufsere und innere Arbeitsstege angebracht, vielfach tragen sie auch, wie bei Silos oder Türmen, eine innere Arbeitsbühne. Diese Böcke sind im waagerechten Abstande von 1,5 bis 2,5 m als Kletterböcke ausgebildet, sie tragen die zur senkrechten Hubbewegung der Schalung dienenden Kletterapparate. Die gesamte Schalung und Rüstung wird auf diese Weise in den Kletterapparaten aufgehangen, die ihrerseits an senkrecht stehenden

[1]) Dr.-Ing. Schneider-Arnoldi in Zement 1930, Nr. 39; ders. in Zement 1931, Nr. 25; ders. in Bauztg. 1932, Nr. 31. — [2]) Vgl. Böhm, Das Arbeiten mit Gleitschalungen. Berlin 1935, Wilh. Ernst & Sohn.

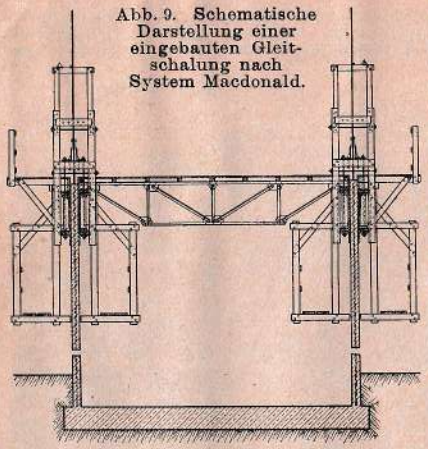


Abb. 9. Schematische Darstellung einer eingebauten Gleitschalung nach System Macdonald.

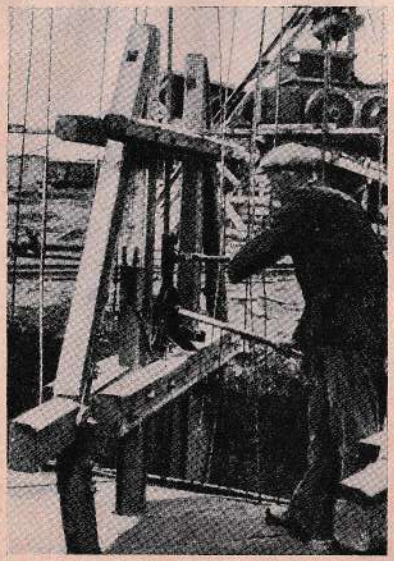


Abb. 10. Kletterapparat im Betrieb.

Rundeisen angeklammert werden. Die Klettereisen liegen in der Mitte der Wand, sie werden mit einbetoniert. Durch die Betätigung der Kletterapparate werden diese und mit ihnen die gesamte Schalung um jeweils 10 mm bei einer Betätigung gehoben. Die Klettereisen können nach oben in einfachster Weise durch Anstofsen eines weiteren Klettereisens und Verbindung mit einem übergesteckten Rohr verlängert werden, das von den Apparaten überklettert wird.

Nach dem Einbringen des ersten Betons wird die Schalung durch Bedienung der Kletterapparate ununterbrochen bewegt. Die patentierten Macdonald-Kletterapparate arbeiten im Pilgerschritt (Abb. 9 u. 10), und zwar derart, dafs auf einen Hub, der einer Hebung von 10 mm entspricht, eine Absenkung von 5 mm folgt. Die Apparate werden von den Bedienungsleuten abwechselnd bewegt. Hierdurch entstehen in den Schalungen Schwingungen, durch die der Beton eingerüttelt und von seinem Wasserüberschufs befreit wird. Der Beton erhält eine aufserordentlich dichte und gleichmäfsige Struktur, die Aufsenflächen brauchen nicht verputzt zu werden. Der Beton wird in Lagen von höchstens 10 cm Höhe

im ganzen Bauwerk fortlaufend eingebracht, und zwar derart, dafs die Schalform stets bis auf die obersten 5 bis 15 cm gefüllt ist. Der Baufortschritt verlangt, dafs in jeder Stunde mindestens eine Schicht eingebracht wird. Weil die Abbindezeit des Betons etwa 4 Std. beträgt, kommen mindestens vier Schichten übereinander, ehe die unterste abgebunden hat. Hierdurch wird die Entstehung von Betonierungsfugen vermieden, und das ganze Bauwerk praktisch aus einem Gufs erstellt. Die Eisenbewehrung wird fortlaufend während der Betonierung eingelegt, die senkrechten Eisen werden mit verschiedenen Längen eingebaut und durch Ueberdeckung gestofsen.

Die Macdonald-Gleitbauweise ist an zahlreichen Bauwerken erprobt worden. Es können Tagesleistungen von 2 bis 6 m erzielt werden, was bedeutet, dafs der Beton bereits nach 12 bis 14 Std. wieder die Schalung verlassen hat. Das Verfahren eignet sich daher besonders zur Errichtung hoher Bauwerke, deren Bauzeiten wesentlich verkürzt werden. So wurden, um nur einige anschauliche Angaben zu machen, ein Schornstein von 45 m Höhe in 16 Tagen, ein Silo von 24,60 m Höhe in 5 Tagen betoniert.

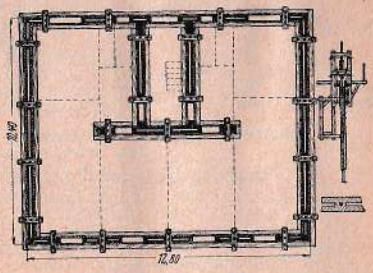


Abb. 11. Schematische Darstellung der Anordnung der Gleitschalung beim Hausbau.

Das Gleitbauverfahren kann auch im Wohnungsbau angewendet werden, sofern das Bauwerk hoch genug ist, um die wirtschaftliche Ueberlegenheit des Verfahrens hervortreten zu lassen (Abb. 11). In diesem Falle werden die Fenster- und Türöffnungen durch eingesetzte Schalrahmen ausgespart. Die Decken werden unmittelbar anschliefsend an die Ausführung der Wände ausgeführt und hierbei in Aussparungen der Wände gelagert.

Ein neueres Verfahren der deutschen Lizenzinhaberin gestattet auch, Bauwerke nach diesem Verfahren aufzuführen, deren Wände sich z. B. nach oben gleichlaufend verjüngen.

Die freie Höhe über Oberkante Schalung und Unterkante Kletterbock ist durch die Knicklänge der Klettereisen (R.-E. 28) begrenzt und beträgt etwa 0,10 m. Um diesen Abstand zu vergröfsern und hierdurch das Verlegen der Bewehrung zu erleichtern, hat die Siemens-Bauunion ihr „Stelzbauverfahren" entwickelt, das an Stelle der Klettereisen Betonprismen verwendet, auf denen die Kletterböcke durch Zahnstangenwinden abgestützt sind. Bei dünnen Wänden werden die „Stelzen" in den Ecken, Wandkreuzungen oder bei Rundzellen aufserhalb der Wände angeordnet[1]).

In besonderen Fällen kann die Abstützung der Kletterschalung aufserhalb der Konstruktion erwünscht sein. Zu diesem Zwecke hat die Siemens-Bauunion ein ihr geschütztes Gleitbauverfahren geschaffen, bei dem die Abstützung der Gleitschalungsrüstung durch ein besonderes, aufserhalb der Zellenwände angeordnetes Klettergerüst erfolgt, das alle auftretenden Kräfte im Fufspunkt des Gerüstes abgibt. Der Wandbeton erhält also keine Beanspruchungen aus dem Arbeitsvorgang an und auf der Gleitschalung.

[1]) vgl. auch: „Handb. f. Eisenbetonbau" 4. Aufl., VIII. Bd., Kapitel Silos. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

Massive Decken.

Bearbeitet von Dr.-Ing. R. Roll VDI, Beratender Ingenieur VBI, Berlin-Lichterfelde.

A. Allgemeines.

Als massive Decken werden solche, vorwiegend im Hochbau, und zwar hauptsächlich bei Geschofsbauten vorkommenden, als oberer Abschlufs eines Raumes dienenden Deckenkonstruktionen bezeichnet, deren Tragwerk aus nicht brennbaren Bau- oder Werkstoffen besteht.

Ebene massive Decken aus Eisenbeton, als Steineisendecken oder in besonderen Bauarten erfordern geringste Bauhöhen. — Als gewölbte Decken schmale Kappengewölbe (Tonnengewölbe) mit kleinem Pfeilverhältnis (Preufsische Kappen) aus Eisenbeton, Beton oder Mauersteinen, meist zwischen Stahlträgern; im allgemeinen nur für untergeordnete Räume (z. B. Keller), da z. B. Unterfläche solcher Decken nicht eben, mit Rücksicht auf Stahlersparnis aber wieder bevorzugt[1]). Gewölbekonstruktionen, vor allem Kuppeln und Schalentragwerke aus Eisenbeton, weniger für Deckenbauten als hauptsächlich für Sonderzwecke, wie Dach- und Hallenbauten (s. z. B. Kap. Dachbauten).

I. Einteilung, Eigenschaften und Anwendungsgebiet der massiven Decken.

1. Einteilung der massiven Decken:

a) nach Zweck und Aufgabe der Decke: 1. Zwischen- oder Geschofsdecken (Nutzdecken), die ruhende oder bewegliche Verkehrslasten (Nutzlasten) aufzunehmen haben und gelegentlich auch als flache Dächer (Dachgärten, Dachspielplätze u. a. m.) Verwendung finden. 2. Dachdecken, die aufser der eigentlichen Dacheindeckung bzw. Dachhaut nur Wind- und Schneelast aufnehmen sollen, und die, soweit überhaupt möglich, nur ausnahmsweise zu Reinigungs-, Ausbesserungszwecken u. dgl. begangen werden.

b) nach Fertigungsart der Decke: 1. Decken, die aus den einzelnen Grundstoffen an Ort und Stelle auf Schalung hergestellt werden. 2. Decken aus gröfseren fabrikmäfsig angefertigten Tragglieder n (Fertigbauteilen), die auf dem Bau nur verlegt bzw. miteinander verbunden werden (Montagebau). Aufserdem gewisse Zwischenstufen (Teilmontagebau).

c) nach Ausbildung und Wirkungsweise (Bauart) des Deckentragwerks: Die ebenen massiven Decken als Beton- oder Eisenbetonbauteile oder als Steineisendecken gliedern sich äufserlich in reine Betondecken und solche, bei denen auch oder hauptsächlich Steine bzw. gleichartige Baustoffe verwendet werden. Dabei ist zu unterscheiden, welchem Baustoff die Aufnahme der Druck- und Schubspannungen zugewiesen wird und welche Form der statisch wirksame Querschnitt besitzt. Dementsprechend kommen vorwiegend in Betracht: 1. Reine Beton- und Eisenbetondecken bzw. -platten, 2. Eisenbetonrippendecken mit oder ohne Füllkörper, 3. Steineisendecken, 4. Glaseisenbetondecken. — Aufserdem kommen besondere Bauarten massiver Decken vor.

Weitere Unterscheidungsmerkmale usw. s. auch Abschn. B, Bauarten der massiven Decken.

2. Eigenschaften der massiven Decken: Anpassungsfähigkeit an alle örtlichen Verhältnisse, Möglichkeit künstlerischer Behandlung. Bei geringer Bauhöhe hohe Tragfähigkeit, meist mit zunehmendem Alter wachsend. Verwendbarkeit für alle Arten des aufgehenden Tragwerks (Mauerwerkbau, Eisenbeton- und Stahlskelettbau). Einheitlichkeit des konstruktiven Gefüges von Decke und Wand. Zweckmäfsige Verbindung der Wandflächen untereinander; bei Skelettbauten im allgemeinen als Versteifung gegen Wind und sonstige seitliche Kräfte ausreichend. Grofse Steifigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Erschütterungen. — Feuerbeständigkeit bei sachgemäfser Ausbildung und Ausführung (z. B. ausreichender Betonumhüllung der Eiseneinlagen; gegebenenfalls Putz erforderlich). — Auch für den baulichen Luftschutz sind massive Decken (besonders solche unter dem Dach bzw. über Schutzräumen und Kellern) sehr vorteilhaft.

Gegen Feuchtigkeit und Nässe sind massive Decken im allgemeinen ziemlich unempfindlich und lassen auch Schwammbildung nicht zu; keine Ungezieferschlupfwinkel. Schwächung der Mauerquerschnitte durch die Auflager findet nicht statt; auch üben die ebenen Decken im allgemeinen keinen Schub auf die Widerlager aus. Die Unterhaltungskosten massiver Decken sind gering; Rifsbildung im Putz infolge Durchbiegung oder wechselnder Feuchtigkeit ist nicht zu befürchten. Bei Verwendung von Fertigbauteilen ist aufserdem eine schnellere Ausführung (gegebenenfalls auch bei strengerem Frost) und Verringerung der Baufeuchtigkeit (Trockenbau) möglich.

Anwendung von Leichtbaustoffen (z. B. Leichtbeton, porige Ziegel) oder Anordnung von Hohlräumen im Deckenquerschnitt (Schaffung kleinerer Lufträume) verringert Eigengewicht und erhöht vielfach Schall- und Wärmedämmung des Deckentragwerks (z. B. Füllkörper-Rippendecken, Steineisendecken).

3. Anwendungsgebiet der massiven Decken: Die ebenen Decken lassen sich für sämtliche vorkommenden Belastungen und Raumweiten ausbilden. Welche Deckenart bzw. Bauart jeweils die günstigste darstellt, hängt einerseits von den an sie gestellten Anforderungen und der Stützweite, anderseits von den örtlichen Verhältnissen und der Preisstellung ab. Vergleichsrechnungen sind stets zu empfehlen.

II. Ausbildungsgrundsätze und Vorschriften für massive Decken.

a) Eisenbeton-Plattendecken mit Hauptbewehrung nach einer Richtung oder kreuzweis bewehrt, gegebenenfalls zwischen Eisenbetonbalken (Plattenbalkendecken) oder Stahlträgern sowie Pilzdecken, ferner balken- oder plattenartige Fertigbauteile sind ihrer statischen Anordnung bzw. ihrem Querschnitt entsprechend zu behandeln und nach den Deutschen Eisenbetonbestimmungen zu berechnen und auszuführen (s. I. Teil).

b) Eisenbetonrippendecken sind Eisenbetontragwerke, bei denen die statisch weniger wirksamen Querschnittsteile möglichst eingeschränkt werden, um Gewicht und Baustoff zu sparen. Die Deckenplatte wird aufgelöst in eine Reihe T-förmiger Rippenbalken (Abb. 1), deren Druckplatte nicht als selbständiges Tragwerk anzusehen ist und somit für gewöhnlich auch keine eigene tragende Eisenbewehrung erfordert, sondern nur Verteilungseisen (Druckplatteneisen) erhält. Sollen die zwischen den Rippen vorhandenen Aussparungen nicht nach der Fertigstellung verbleiben, können sie durch Füllkörper ausgefüllt werden, die bereits dem Beton als Schalung dienen und gleichzeitig eine ebene Untersicht der Decke schaffen, zur Spannungsübertragung aber nicht herangezogen werden dürfen. Die Füllkörper-Rippendecke stellt äufserlich zwar meist eine Platte dar, bildet aber in statischer Beziehung etwa eine Reihe von Eisenbetonplattenbalken. Besondere Angaben für Rippendecken enthalten die „Deutschen Best. 1932", A u. a. in § 14 Ziff. 2, §§ 20, 23 Ziff. 2, §§ 24, 25 Ziff. 5 und § 29.

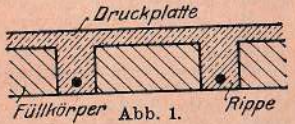


Abb. 1.

[1]) Vgl. u. a. Rd.-Erl. d. Reichsmin. der Luftfahrt usw. vom 1. 6. 37., Ztrlbl. d. Bauv. 1937, Heft 26.

Gewicht des Eisenbetonquerschnittes (Rippe und Druckplatte) 2400 kg/m³; Füllkörpergewichte verschieden.

c) Steineisendecken (Steindecken) sind Verbundtragwerke, bei denen aus gebranntem Ton oder gleichwertigen Baustoffen hergestellte druckfeste Voll- oder Hohlsteine die statische Aufgabe des Betons übernehmen bzw. diesen gröfstenteils ersetzen (Abb. 2). Die Berechnung und Behandlung der Steindecken geschieht unter sinngemäfser Anwendung der Eisenbetonbestimmungen. Der Eigenart des Hauptbaustoffes — der Steine — ist durch ergänzende Sondervorschriften Rechnung getragen. Für die Ausbildung der Steindecken sind daher die Steindeckenbestimmungen (s. I. Teil)[1] mafsgebend. Gewicht der Steineisendecken verschieden, der Betondruckschichten 22 kg/m² für 1 cm Dicke.

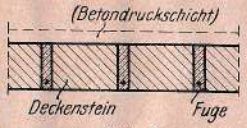


Abb. 2.

Angaben über Bemessung, Ausbildungsgrundsätze usw. s. I. Teil, Kap. „Festigkeitsberechnung der Eisenbetonbauteile".

Die Verwendung von Baustoffen und die Ausführung von Bauarten, die nicht als gebräuchlich bezeichnet werden können und über die ausreichende Erfahrungen fehlen, hängt davon ab, dafs ihre Brauchbarkeit und Zuverlässigkeit nachgewiesen ist. Für alle derartigen Fälle sind u. a. mafsgebend die „Erlasse des Preufs. Finanzministers betreffend Zulassung neuer Baustoffe und neuer Bauarten" vom 10. Februar, 6. September u. 10. Oktober 1934[2]).

B. Bauarten der massiven Decken.

Das Streben nach Erfüllung der technischen Anforderungen und der lebhafte wirtschaftliche Wettbewerb der in Betracht kommenden Baustoffe usw. führten zu zahlreichen Bauarten der massiven Decken, die sich mehr oder weniger (manchmal sogar nur durch den Namen) voneinander unterscheiden.

Soweit es sich nicht um gewöhnliche Eisenbetonbauteile oder seit langer Zeit bewährte und allgemein anerkannte Deckenarten handelt, sind in den folgenden Abschnitten nur solche Bauarten von massiven Decken besprochen, für die eine neue allgemeine baupolizeiliche Zulassungsbescheinigung vorliegt oder in Kürze zu erwarten ist. Bei technisch gleichartigen Bauarten sind jeweils nur die bekanntesten genannt und für die grundsätzliche Darstellung verwendet worden. Im übrigen sei auch auf das gleiche Kapitel in den früheren Jahrgängen des „Beton-Kalender" hingewiesen.

Bei Gebrauch der von den Lieferwerken der Deckenteile usw. herausgegebenen Tabellen und Hilfsmittel für die Deckenberechnung empfiehlt es sich, darauf zu achten, dafs sie den amtlichen Bestimmungen genau entsprechen bzw. durch eine zuständige Prüfungsstelle begutachtet und anerkannt sind.

Die nachstehend angegebenen Zahlenwerte sind meist Durchschnittswerte; eine Gewähr für ihre Richtigkeit kann nicht übernommen werden; es empfiehlt sich, fallweise die genauen und baupolizeilich anerkannten statischen Werte (für die Bemessung maßgebender Druckquerschnitt usw.) sowie sonstige Unterlagen (z. B. betr. Feuerbeständigkeit) bei den Lieferfirmen anzufordern.

[1]) Vgl. auch Roll, Erläuterungen und Hilfswerte zu den Bestimmungen für Ausführung von Steineisendecken 1932, Berlin 1932, Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Ztrlbl. d. Bauv. 1934, Heft 9 u. 34. Vgl. auch „Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau", 16. Ausgabe, Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

I. An Ort und Stelle in Schalung ausgeführte Zwischendecken.

Allgemeine Vorschriften für die Ausführung massiver Decken sowie über Schalungen usw. s. „Deutsche Best. 1932", A, §§ 1 bis 21, dabei Ausschalungsfristen in § 13, ferner „Deutsche Best. 1932", B, §§ 1 bis 10.

a) Ebene Decken.

I. Eisenbetonplatten.

Besondere Angaben für Platten s. „Deutsche Best. 1932", A, §§ 14, 19, 20, 22 und 23, zulässige Spannungen § 29. Herstellung meist aus Kiesbeton, bei niedrigen Beanspruchungen auch Leichtbeton.

Eisenbetonplatten auf 2 Stützen (Einfeldplatten) mit Hauptbewehrung nach einer Richtung. Als Bewehrung in der Regel Rundeisen (Handelseisen $\geqq \varnothing$ 6 mm oder hochwertiger Stahl); an den Auflagern ist ein Teil (zweckmäfsig die Hälfte) zur Aufnahme etwaiger Einspannungsmomente hochzuführen; Neigung der Eisenschrägen meist etwa 1:2. Quer zu den Trageisen Verteilungseisen. Auch Einlagen aus Sonderstählen, „Krupp-Isteg"-Stahl, Streckmetall oder Drahtgeflecht sowie geschweifste Bau-Stahlgewebe, Benzinger-Bewehrung u. a. m. (s. I. Teil) verwendbar.

Eisenbetonplatten zwischen Stahlträgern bei gröfseren Raumweiten, wenn weitgespannte Eisenbetonplatten zu schwer und unwirtschaftlich; Vergleich mit Plattenbalkendecken (s. unter 2.) stets zweckmäfsig. Trägerabstand je nach Raumabmessungen und verfügbarer Bauhöhe. Da Kosten der Decken von Trägerabstand sehr beeinflufst, Gegenüberstellungen vornehmen. Innehaltung der zulässigen Trägerdurchbiegung beachten! Ausbildung der Decken sonst entsprechend den Platten auf 2 Stützen (s. oben).

Decken zwischen Stahlträgern werden vielfach unter Verwendung von Lehrgerüsteisen eingeschalt, die an den Trägerunterflanschen aufgehängt werden und eine besondere Absteifung ersparen können.

Ist ebene Untersicht der Decken gefordert, werden die Eisenbetonplatten unmittelbar auf den Unterflanschen der Stahlträger gelagert (Abb. 3); die Trageisen sollen dabei bis an den Trägersteg

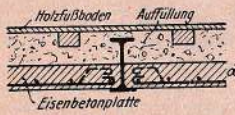


Abb. 3.

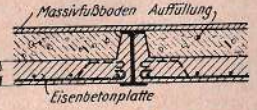


Abb. 4.

heranreichen. Der bis Trägeroberkante verbleibende Raum ist dann mit einem Füllstoff zur Aufnahme des Fufsbodens aufzufüllen; gleichzeitig Erhöhung der Schall- und Wärmedämmung. Die über den Deckenplatten befindlichen Trägerteile werden zur Vermeidung chemischer Angriffe und Rostentwicklung des Stahls zweckmäfsig stets mit dichtem Beton umstampft (Abb. 4).

Kommt es dagegen auf geringe ständige Last an, erhalten die Eisenbetondecken an den Trägern gestelzte Auflager, so dafs sie mit ihrer Oberkante etwa mit dem Trägeroberflansch abschneiden (Abb. 5). Der Fufsbodenbelag kann dann unmittelbar auf die Decken aufgebracht werden. Die Betonumhüllung der Stahlträger bildet Feuerschutz, wenn auch die Unterflansche entsprechend gesichert sind.

Ueber die bei Decken zwischen Stahlträgern in Rechnung zu stellende Stützweite enthalten die „Deutschen Best. 1932", A § 22 Ziff. 1, besondere Angaben.

Zuweilen werden **Eisenbetonplatten über Stahlträger durchlaufend** angeordnet (Abb. 6). Sie müssen dann auch entsprechend

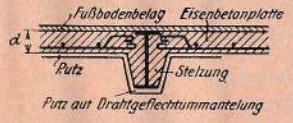


Abb. 5.

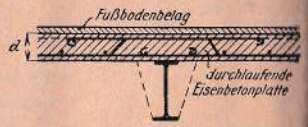


Abb. 6.

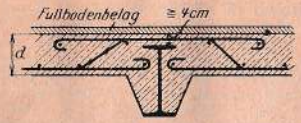


Abb. 7.

berechnet und ausgebildet werden (s. auch unter 2., Plattenbalkendecken). Den negativen Biegemomenten über den Trägern sowie in den Innenfeldern ist besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Zur Versteifung und Ummantelung der Träger können diese wie bei Abb. 5 mit Beton ausgestampft werden (blinde Stelzung, vgl. Abb. 6). Bei sehr geringer Bauhöhe liegen derartige durchlaufende Platten unter Anwendung sogenannter überhöhter Auflagerstelzungen mit ihrer Oberkante mindestens 4 cm über Trägeroberflansch, um noch eine ausreichende Betonumhüllung der oberen Eiseneinlagen zu gewährleisten (Abb. 7).

Koenensche Voutenplatte als Sonderfall derartig gestelzter und durchlaufender bzw. eingespannter Eisenbetonplatten zwischen Stahlträgern s. Beton-Kal. 1935, II Teil, S. 88.

Kreuzweis bewehrte Eisenbetonplatten vorteilhaft bei annähernd quadratischen Grundrissen. Ist auf allen vier Raumseiten ein Auflager vorhanden, werden die sonst mehr zur Lastverteilung angeordneten Quereisen für die Spannungsaufnahme berücksichtigt. Gegenüber zweiseitig aufliegenden Platten Bauhöhe geringer, Eisenbedarf jedoch gröfser. Vergleichsrechnungen sind hier am Platze. Besondere Angaben für vierseitig aufliegende Platten mit kreuzweiser Bewehrung s. „Deutsche Best. 1932", A §§ 14 u. 23. Die zur Aufnahme des gröfseren von beiden Biegemomenten (fast immer zur kleineren Stützweite gehörig) dienenden Bewehrungseisen bilden meist die untere Lage.

Betondecken ohne Eisenbewehrung nur für geringe Spannweiten und Belastungen, frei aufliegend oder zwischen Trägern. Für die Querschnittermittlung dürfen solche Decken als Platten aus einheitlich gleichartigem Stoff behandelt und nach der Formel $\sigma = M/W$ berechnet werden, wobei die zulässige Zugspannung des Betons je nach seiner Güte festzusetzen ist (ungefähr bis 2 kg/cm²); gegebenenfalls Berechnung als scheitrechtes Gewölbe.

Da besonders bei etwaiger Ueberhöhung der Einschalung aufser den Biegungsbeanspruchungen auch Gewölbewirkungen auftreten können, müssen Auflager unbewehrter Betondecken gegen seitliche Kräfte ausreichend gesichert werden.

2. Plattenbalkendecken.

Bei gröfseren Raumweiten würden einfache Eisenbetonplatten zu schwer und unwirtschaftlich. Auflösung des Tragwerkes in ein Netzwerk von Unterzügen und Balken aus Eisenbeton mit dazwischen gespannten Eisenbetonplatten, besonders sobald glatte Deckenuntersicht nicht erforderlich oder eine kassettenartige Teilung erwünscht ist.

Die Platten werden meist als durchlaufende Platten behandelt und ausgebildet. Es empfiehlt sich stets, die Eisenbetonplatten mit

einer Schräge (Voute) an die Balkenstege anzuschliefsen. Die bauliche Ausgestaltung durchlaufender Platten ist in den „Deutschen Best. 1932", A näher behandelt in §§ 14 u. 22 bzw. bei etwaiger kreuzweiser Bewehrung § 23; im übrigen s. auch unter 1., Eisenbetonplatten.

Die zwischen den Balken befindlichen Eisenbetonplatten dienen gleichzeitig als Druckquerschnitt der Plattenbalken. Ihre als mitwirkend anzunehmende Breite s. „Deutsche Best. 1932", A § 25 Ziff. 3.

Infolge der grofsen Druckbreite ist die Bauhöhe der Plattenbalken meist gering; bei durchlaufenden Balken soll ihre Höhe jedoch mit Rücksicht auf die Stützmomente nicht zu niedrig bemessen werden, um allzu weit ausladende Schrägen an den Innenstützen zu vermeiden. Bei besonders beschränkten Bauhöhen können die nach unten verlaufenden Auflagerschrägen der Balken auch durch entsprechende Verbreiterungen der Stege ersetzt bzw. ergänzt werden.

Sondervorschriften für die Ausbildung der Plattenbalken s. „Deutsche Best. 1932", A §§ 14, 20, 21 u. 25, zulässige Spannungen § 29.

Als Bewehrung der Plattenbalken fast ausnahmslos Rundeisen oder Stahl, den üblichen Verfahren entsprechend gebogen und verlegt. Gegebenenfalls auch Sonderbewehrungen (vgl. S. 107).

Zur Befestigung der Lager von Triebwerkwellen u. dgl. sind besonders geformte Ankerschienen (vgl. Kap. Bauausführung und I. Teil) erhältlich.

Um durch die Eisenbetonbalken gleichzeitig eine Aussteifung und Verankerung der Umfassungswände zu gewährleisten, Balkenauflager im Mauerwerk zweckmäfsig mit schwalbenschwanzförmigem Grundrifs.

3. Pilzdecken.

Pilzdecken sind mit Eisenbetonsäulen biegefest verbundene kreuzweis bewehrte Eisenbetonplatten, bei denen die sonst üblichen nach unten hervortretenden Stege der Plattenbalken in Fortfall kommen. Deren statische Aufgabe wird einzelnen Streifen der Deckenplatte selbst übertragen, die zur Aufnahme der hohen Stützmomente eine Verstärkung durch Verbreiterung des Stützenkopfes erhält. Ein allmählich verlaufender Uebergang zwischen Platte und Säule ist empfehlenswert (vgl. Abb. 8). Vielfach wird auch zwischen Stützkopf und Deckenplatte eine besondere kreisförmige oder eckige Kopf- bzw. Auflagerplatte eingeschaltet.

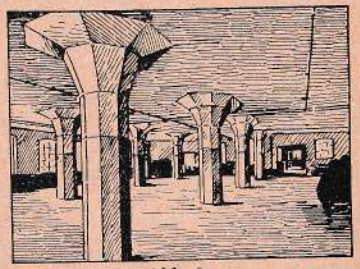


Abb. 8.

Die „Deutschen Best. 1932", A enthalten Sondervorschriften für Pilzdecken in §§ 23 u. 26, zulässige Spannungen in § 29.

Anwendung von Pilzdecken fast ausschliefslich für Industriebauten. Die geringe Bauhöhe gestattet gute Raumausnutzung z. B. in Lagerhäusern. Die trägerlosen ebenen Untersichten ergeben sehr günstige Lichtverhältnisse und ermöglichen ein leichteres Anbringen von Leitungen u. dgl.

Berechnung wie auch Ausführung der Pilzdecken hat unter Beachtung gröfster Sorgfalt zu geschehen. Da besonders das Einbauen der mehrlagigen Bewehrung genaue und oft nicht leichte Arbeit erfordert, werden nach dieser Bauweise hergestellte Decken jedoch verhältnismäfsig teuer; anderseits bei der Einschalung Ersparnisse möglich. Deshalb von Fall zu Fall nachprüfen, ob die technischen Vorzüge der Pilzdecken ihre Anwendung auch wirtschaftlich rechtfertigen.

4. Eisenbetonrippendecken, Füllkörper-Rippendecken.

Ausbildungsgrundsätze und Vorschriften s. S. 105 und Abb. 1; zulässige Spannungen s. „Deutsche Best. 1932“, A § 29.

Ausführung der Eisenbetonrippendecken zwischen dichter hölzerner Schalung: Nachteile grofser Holzverschnitt sowie für Beleuchtung, Leitungsverlegung usw. meist unvorteilhafte stufige Deckenuntersicht. Daher Rippendecken heute fast nur noch unter Verwendung solcher Schalungskörper (Füllkörper), die im Bauwerk verbleiben; dadurch ebene Deckenunterfläche sowie meist Herabsetzung der Wärme- und Schalldurchlässigkeit.

Die nur als Form und Schalung des Betons dienenden Füllkörper bestehen aus gebranntem Ton, Leichtbeton, Holz od. dgl., wobei auf möglichst geringes Gewicht Wert zu legen ist. Bei der Deckenausführung werden die Füllkörper nebeneinander lose auf eine ebene Holzschalung verlegt oder gegebenenfalls mittels Kalk- bzw. Gipsmörtel auf jener festgeheftet, um ein gegenseitiges Verschieben und das Durchsickern des frischen Betons zu vermeiden. Vor Einbringen des Betons müssen Füllkörper aus Ziegeln od. dgl. ausgiebig genäfst werden, da sie dem Beton sonst zuviel Wasser entziehen und sein einwandfreies Abbinden gefährden können.

Breite der Füllkörper richtet sich nach dem Rippenabstand, der für alle Höhen einer Deckenbauart aus praktischen Gründen gleich sein soll. Die Rippenbreite mufs so bemessen sein, dafs die Eisen (tunlichst zwei je Rippe) in möglichst tiefer Lage noch allseitig gut von dem weich einzubringenden Beton umhüllt werden. Besondere Abstandhalter für die Eisen oder ähnliche Hilfsmittel unterstützen einwandfreie Betonumhüllung. Ferner sind auftretende Schubspannungen und etwaige negative Momente für die Rippenbreite mafsgebend, doch soll sie nicht gröfser werden als unbedingt erforderlich, um den Betonverbrauch einzuschränken und das Deckengewicht herabzusetzen. Uebergang von der Rippe zur Betonplatte allmählich, etwa den Schrägen durchlaufender Platten entsprechend.

Reicht die Rippenbreite zur Aufnahme der Schubspannungen aufserhalb der Auflager nicht mehr aus, können einzelne Füllkörperreihen auf entsprechende Länge durch Vollbeton ersetzt werden (Verzahnung im Grundrifs).

Im Bereich der Druckbreite von Plattenbalken können entsprechend niedrigere Füllkörper oder, wie auch bei gröfseren negativen Momenten, Vollbetonstreifen angeordnet werden.

Die Form der Füllkörper soll so sein, dafs sie sich vom Beton nicht ablösen können (schräge Seitenflächen usw.), jedoch scharfe Unterschneidungen vermeiden. Leistenförmige Vorsprünge an den rippenseitigen Unterflächen der Füllkörper sind bei genügender Dicke geeignet, ein späteres Durchscheinen des Rippenbetons im Deckenputz zu verringern. Dicke solcher Verkleidungen bei Bemessung der Nutzhöhe der Decken absetzen! Da Füllkörper zur Spannungsübertragung nicht herangezogen werden dürfen, also im allgemeinen nur den äufseren Beanspruchungen vor und während der Verarbeitung zu widerstehen haben, brauchen sie nicht aus hochwertigem Stoff hergestellt zu werden.

Plandecke nach Dr. **Koenen** s. Beton-Kal. 1937, II. Teil, S. 108.

Die **Kieler Decke** wird unter Verwendung ineinanderschiebbarer eiserner Schalformen hergestellt.

Ackermann-Decke. Füllkörper aus gebranntem Ton (Abb. 9) mit Fufsverbreiterungen, die die Unterfläche der Betonrippen verdecken (Abb. 10). Für grofse Stützweiten bzw. Steinhöhen besondere Auflegesteine (Abb. 11). Um Uebergang zwischen Rippen und Platte weniger scharf zu gestalten, auch schmalere Auflegesteine; Kostenvergleiche sind zu empfehlen.

Füllkörper in der Regel 30 cm breit, 25 cm lang, Höhe von 10 cm bis 22 cm, zuweilen bis 26 cm, meist um 3 cm (bei einzelnen Erzeugnissen 2 cm) gestaffelt. Erforderlich 13,3 Stück/m²; Rippenbreite b_0 i. M. rd. 30 cm/m bei 3,33 Rippen/m. In jeder Rippe kann

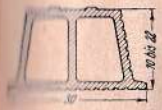


Abb. 9.

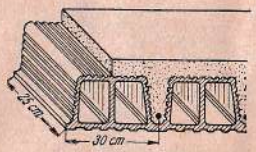


Abb. 10.

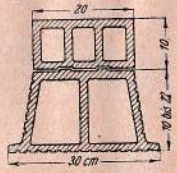


Abb. 11.

nur ein Eisen untergebracht werden. Auflegesteine 10 · 20 · 25 cm grofs, ergeben also gröfste Füllkörperhöhe von 32 bzw. bis 36 cm. Nägel hierbei nicht erforderlich. Für Verkleidung von Randbetonstreifen oder zum Stirnverschlufs der Steinreihen besondere Tonplättchen.

Nutzhöhe h und Eigengewicht g' bei 5 cm Dicke der Betondruckplatte für Deckendicke d etwa:

$d =$	15	18	21	24	27	31	34	37 cm
$h =$	11,8	14,5	17,2	20,0	22,7	27,1	29,7	32,5 cm
$g' =$	230	265	295	330	365	405	440	475 kg/m².

Als Füllkörper für Rippendecken lassen sich im übrigen auch anderweitige gebrannte Steine (z. B. Kleinesche Deckensteine, Hohlziegel usw.), gegebenenfalls in Gruppen zusammengestellt, verwenden, wobei auf möglichst geringes Gewicht und gutes Festhalten am Beton der Rippen sowie auf sachgemäfse Rippenform zu achten ist. — Sehr günstig haben sich Füllkörper aus vollen Schwemmsteinen (Schwemmsteinrippendecke) gezeigt.

Remy-Decke. Bimsbetonkörper mit seitlichen Ansätzen von rd. 2,5 cm Dicke (Abb. 12). Gewöhnliche Rippenbreite 10 cm, meist für zwei Eisen ausreichend. Bimskörper in der Regel 50 cm breit, 20 (bzw. 27) cm lang, Höhe von 12 bis 28 cm um 2 cm gestaffelt. Erforderlich 10 Stück/m²; Rippenbreite b rd. 20 cm/m bei 2 Rippen/m. — An den Querrippen oder für kreuzweise Bewehrung besondere U-förmige Abschlufskörper nach Abb. 13, in entsprechenden Abmessungen.

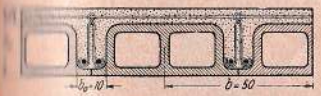


Abb. 12.

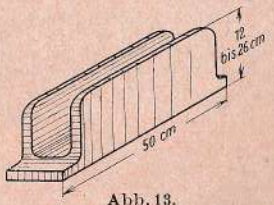


Abb. 13.

Nutzhöhe h und Eigengewicht g' bei 5 cm Dicke der Druckplatte etwa:

$d_0 =$	17	19	21	23	25	27	29	31	33 cm
$h =$	12,7	14,7	16,6	18,6	20,6	22,5	24,5	26,5	28,5 cm
$g' =$	235	250	265	280	300	320	340	360	380 kg/m².

Aehnliche Hohlkörper aus Bims- oder Leichtbeton (Abb. 14 u. 15) bei verschiedenen anderen Bauarten von Rippendecken.

Für Auflager, Querrippen und bei kreuzweiser Bewehrung auch Füllkörper mit einer geschlossenen Stirnseite. — Zur Verkleidung von Vollbetonstreifen, Betonflächen der Balken usw. Untersichtplatten aus Bimsbeton verschiedener Ausbildungsart.

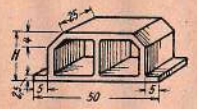


Abb. 14.

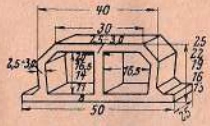


Abb. 15.

Rahmenzellendecke (Pohlmann-Decke) mit rechteckigen Zellen, deren Tragewerk aus mehreren in rd. 23 cm Abstand liegenden Holzleistenrahmen besteht. Der Mantel aus wasserfest verleimten Pappen mit Teerimprägnierung ist durch eine kräftige Schilfrohrpolsterung unterlegt; an der Unterseite der Zellen dichtes Rohrgewebe als Putzträger (Abb. 16). Anlieferung der entsprechend vorbereiteten Zellenkörper in gestrecktem Zustande als flache Platten, die erst auf der Baustelle mittels einer besonderen Vorrichtung gefalzt und in die richtige Form (Abb. 17) gebracht werden. In der Regel Zellen 100 cm lang und so breit, daß Mittenabstand der Rippen = 1,0 m, sowie 16 bis 40 cm hoch mit 4 cm

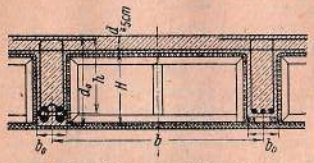


Abb. 16a.

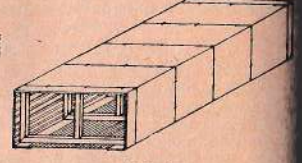


Abb. 16b.

Abb. 17.

Staffelung. Für Rippenverkleidung 10 bis 30 cm breite Unterlegstreifen aus Rohrgeflecht mit aufliegender Pappe (Abb. 16b). An Querrippen werden Zellen durch Verschlußstücke abgeschlossen. Im Grundriß trapezförmig ausgebildete Zellen ermöglichen Rippenverbreiterungen an den Deckenauflagern (z. B. bei durchlaufender Ausbildung).

Leicht-Kassetten-Decke Zehnerbau. Verwendung von Lochblechhohlkörpern von 40 · 40 cm² Grundfläche bei Höhen von 10 cm aufwärts. Die Hohlkörper werden auf der Schalung verlegt, nachdem unter ihnen Rabitzgeflecht oder dgl. ausgebreitet ist (Abb. 18).

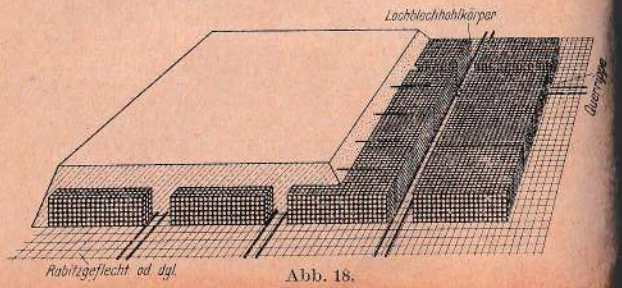


Abb. 18.

Der durch die Löcher des Bleches hindurchfallende Betonanteil soll in Verbindung mit dem Drahtgeflecht einen gleichmäßigen ebenen Putzträger bilden. Anordnung der Lochblechhohlkörper und Rippenbreite nach Bedarf; verwendbar für einachsige und kreuzweise Bewehrung.

Heintges-Eisenbetonrippendecke mit vollen Bimsbetonfüllkörpern (Abb. 19) von 33 · 50 cm² Grundfläche und Höhen von 12, 14, 16, 18 und 20 cm. Die Füllkörper bestehen in ihrem oberen Teil aus grobstückigem (450 kg/m³), im unteren Teil aus feinstückigem (700 kg/m³)

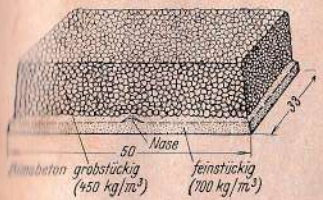


Abb. 19.

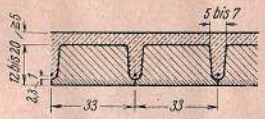


Abb. 19a.

Bimsbeton; sie besitzen an allen vier Seiten Fußleisten, in der Mitte der beiden Längsseiten je eine Nase zur Auflagerung der Eisen. Im allgemeinen Rippenabstand 33 cm (Abb. 19a) also drei Rippen je m; Rippenbreite 5 bis 7 cm, d. h. $b_0 = 15$ bis 21 cm/m. Nutzhöhe $h = d - 3{,}3 - {}^1/_2\,\emptyset$ in cm. Die Füllkörper sind verwendbar für einachsig und kreuzweis bewehrte Decken.

Eisenbetonrippendecken mit kreuzweiser Bewehrung erfordern für Berechnung und Ausbildung besondere Sorgfalt und Sachkenntnis.

Von den vorgenannten Bauarten eignen sich besonders:

Remy unter Anwendung der **U**-förmigen Abschlußkörper (s. S. 111) sowie solche mit stirnseitig geschlossenen Füllkörpern (s. S. 112), ferner Leicht-Kassetten-Decke (S. 112) und Heintges-Decke (S. 113).

Insbesondere auf kreuzweise Bewehrung eingestellt sind die nachstehenden Bauarten:

Leichtbetonrippendecke Bauart Galke. Füllkörper aus Bimsbeton od. dgl. liegen nicht nur zwischen den tragenden Eisenbetonrippen, sondern greifen teilweise in die Betondruckplatte ein und zerlegen sie in ein Netzwerk aus Kiesbeton mit dazwischen befindlichen Leichtbetonteilen, gleichzeitig eine Lehre für die Innehaltung der Deckenhöhe darstellend (Abb. 20). Oberfläche der Decke über den Leichtbetonkuppen nagelbar. Größe der Füllkörper 46 · 46 cm bei 10 bis 20 cm Höhe mit 2 cm Staffelung (meist verwendet 14 und 16 cm) nach Abb. 20a. Eigengewicht g' der Decke etwa für:

Deckendicke $d =$	10	12	14	16	18	20	cm
Bimsbetonfüllkörper . .	140	150	170	200	230	260	kg/m²
Schlackenbetonfüllkörper	170	195	225	250	280	305	kg/m².

Betonrippen nicht verdeckt; Rippenbreite veränderlich, lichter Füllkörperabstand mindestens 5 cm. — Füllkörper werden auf üblicher ebener Brettschalung (früher zuweilen nur auf einem Netz von Kanthölzern und besonders befestigten Querbrettern nach Abb. 20 oder auf ähnlichen Unterbauten) verlegt. Trageisen stets nach beiden Richtungen, auch wenn Decke nicht als kreuzweis bewehrte Platte berechnet. In den Rippen stets Bügel, in der Druckplatte gegebenenfalls Eisen zur Lastverteilung (vgl. Abb. 20).

Statie-Leichtbetonmassivdecke s. Beton-Kalender 1937, II. Teil, S. 111 (frühere Werte).

Bei den beiden letztgenannten Deckenbauarten kann die Druckzone auch durch eine über die Höhe der Füllkörper hinausreichende Betonausfüllung (durchgehende Betonplatte) verstärkt werden.

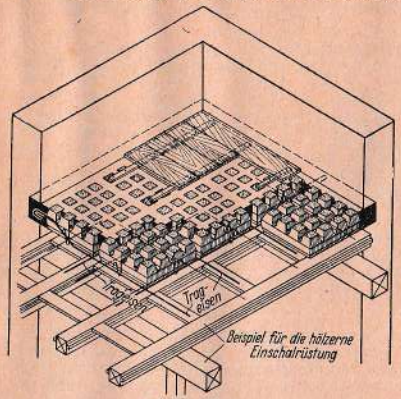


Abb. 20.

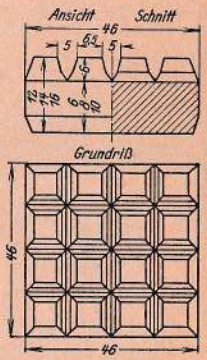


Abb. 20a.

Neuerdings verschiedene Ausführungsarten kreuzweis bewehrter Rippendecken ohne oder mit Füllkörpern, deren Rippen zueinander rechtwinklig, jedoch im Raumgrundrifs diagonal verlaufen (z. B. Rautendecken).

5. Steineisendecken, Steindecken.

Ausbildungsgrundsätze und Vorschriften s. S. 106 und Abb. 2; zulässige Spannungen s. „Deutsche Best. 1932", B § 13. Deckensteine meist aus porig gebranntem Ton, z. T. auch aus gutem Schlackenbeton od. dgl.

Häufig Steindecken in Verbindung mit Stahlträgern; hierbei gelten die Angaben für Eisenbetonplatten zwischen Stahlträgern (S. 107 und 108) sinngemäfs.

Steindecken auf Trägerunterflansch sind bis zur Trägeroberkante mit einem wärme- und schalldämmenden Stoff zur Aufnahme des Fufsbodens aufzufüllen (s. S. 107 und Abb. 3 u. 4). Die Unterflansche der Träger können durch Drahtgeflecht und ausreichenden Putz feuerbeständig ummantelt werden, wobei gegebenenfalls besondere Anfängersteine mit Ausklinkungen für die Trägerflansche (Trägerummantelungssteine) Verwendung finden. Ferner anwendbar Trägeruntersichtplatten od. dgl. — Gestelzte Steindecken besitzen wesentlich geringeres Gewicht, sind aber auch nicht so schall- und wärmesicher. Liegen Deckenplatten mit Trägeroberkante bündig, kann Fufsbodenbelag unmittelbar auf die Steindecken aufgebracht werden (s. a. Abb. 5). Bei starker Beanspruchung u. dgl. sowie zur Lastverteilung zweckmäfsig zwischen Fufsbodenbelag und Steindecken Betonschicht von etwa 5 cm Dicke, gegebenenfalls mit Eiseneinlagen, einschalten. Soll sich hierdurch Bauhöhe nicht vergröfsern, ist Deckenplatte so viel niedriger anzuordnen, so dafs auch Stelzungshöhe entsprechend verringert wird (halbhohe Stelzung). — Steindecken über Träger durchlaufend sind ihrer statischen Anordnung entsprechend auszubilden; vgl. auch S. 108 und Abb. 6 u. 7. Dabei ist besonders darauf zu achten, dafs die negativen Momente

einwandfrei aufgenommen und übertragen werden (Druckquerschnitt; Ausbildung der Stofsfugen) und daß die Schubspannungen den zulässigen Wert nicht überschreiten.

Je nach der Ausführungsart sind zu unterscheiden: Decken, deren Steine vermauert werden müssen und Decken, deren Steine unvermauert verlegt und anschliefsend mit Zementmörtel vergossen werden dürfen.

Decken mit vermauerten Steinen:

Kleinesche Decke, eine der ältesten Steineisendecken, heute fast nur noch mit porigen Hohlsteinen aus gebranntem Ton

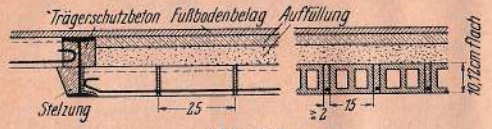


Abb. 21 a.

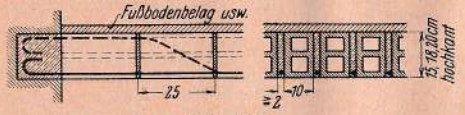


Abb. 21 b.

(Abb. 21). Als Steinabmessungen üblich: 10 bzw. 12 · 15 · 25 cm und 18 bzw. 20 · 10 · 25 cm. Da die Steine sowohl liegend (Abb. 21 a) als auch stehend (Abb. 21 b) vermauert werden können, ergeben sich daraus Deckendicken von 10 und 12 cm als Flachschichten sowie 15, 18 und 20 cm als Hochkantschichten.

Mittelwerte für die Berechnung und Ausbildung:

(Dicke der Steinwandung 1,7 bzw. 1,8 cm)		Flach-schichten			Hochkant-schichten		
Längsfugenbreite	cm	2,0	2,2	2,4	2,0	2,2	2,4
Fugenanzahl	Stck./m	5,9	5,8	5,75	8,3	8,2	8,1
Vollquerschnitt b_0	cm/m	42	43	44	45	46	47

Mittelwerte für Eigengewicht g' und Nutzhöhe h der Decke bei Steinhöhe = Deckendicke d:

	Flachschichten			Hochkantschichten				
$d =$	10	12	13	15	18	20	23	cm
$h =$	8,5	10,5	11,4	13,5	16,4	18,4	21,3	cm
$g' =$	130	156	196	195	234/261	260	326	kg/m².

Förster-Decke mit Deckensteinen, die nut- und federartig ineinandergreifen, wobei die Fugen wie üblich in Zementmörtel zu vermauern sind (Abb. 22). Oberseite und Steg der Steine sind so ausgebildet, dafs sie durch leichten Hammerschlag herausgeschlagen werden können, um etwaige Eiseneinlagen in dem so geschaffenen durchgehenden Kanal, der mit Mörtel bzw. Beton gefüllt wird, unterbringen zu können. Die aus gebranntem Ton hergestellten Deckensteine, die nur als Flachschicht vermauert werden können, besitzen 14 · 25 cm Grundfläche sowie Höhen von 10, 12 und 15 cm. Eigengewicht etwa wie bei der Kleineschen Decke.

Abb. 22.

Nova-Decke. Verwendet werden Hohlziegel nach Abb. 23, die einseitig eine kräftige Fufsleiste besitzen; hierdurch wird die

Unterseite der Mörtelfugen verkleidet und eine gleichmäfsige Ziegelunterfläche der Decke geschaffen (Abb. 24). Zur Sicherung der richtigen Lage der Bewehrungseisen werden Drahtbügel als Eisenabstandhalter in die oberen Rillen der Deckensteine ein-

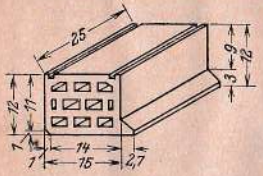


Abb. 23.

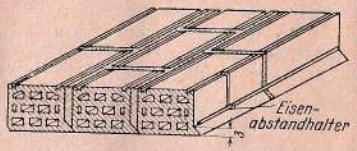


Abb. 24.

gehängt. Die Nutzhöhe wird bei dieser Bauart zwar etwas geringer ($d - 3 - 1/2\,\emptyset$ in cm), anderseits aber die Feuerbeständigkeit der Decke erreicht. Zur feuerbeständigen Verkleidung der Unterflansche stählerner Deckenträger werden besondere „Deckplatten" aus gebranntem Ton geliefert.

Decken mit unvermauerten Steinen:

Sollen die Deckensteine auf der Schalung unvermauert verlegt und anschliefsend mit Zementmörtel vergossen werden, mufs die Ausbildung der Steine besonderen Anforderungen genügen und eine allgemeine baupolizeiliche Zulassung dafür erteilt sein[1]). Im allgemeinen ist das Vergiefsen auch nur im Bereich positiver Biegemomente (Druckzone oben) zulässig.

Ankona-Decke. Zur Erzielung einer sicheren Uebertragung der Druckspannungen wechseln in der Kraftrichtung Stein und Zementmörtel ab (Abb. 25). Dazu ist der Querschnitt der 25 cm breiten und 25 cm langen Hohlziegel (Abb. 25a) unsymmetrisch

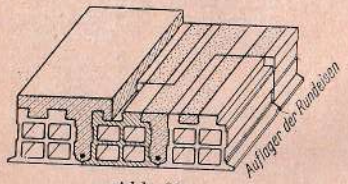


Abb. 25.

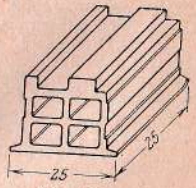


Abb. 25a.

ausgebildet; die Deckensteine müssen abwechselnd um 180° gedreht verlegt werden. Die Steine besitzen seitliche Fufsleisten, die die Untersicht der Mörtelfugen (Längsfugen) verkleiden und ihr Durchscheinen im Putz verhindern sollen; an einem Ende sind die Fufsleisten etwas aufgebogen, so dafs dort ein Auflager und Abstandhalter für die Bewehrungseisen gebildet wird. Bei Steinhöhe = Deckendicke d können etwa folgende Rechnungswerte benutzt werden:

$d =$	10	12	15	18	20	25	cm
$h =$	8,0	9,9	12,7	15,5	17,3	22,2	cm
$b_0 =$	30	30,5	38	38	40	42	cm/m
$g' =$	130	150	175	225	250	320	kg/m².

Breite der Längsfugen 3 bis 5 cm; 4 Fugen je m.

[1]) Vgl. auch Ausführung von Steineisendecken, Rd.-Erl d. Pr. F.-M. v. 12. 10. 36., Ztrlbl. d. Bauv. 1936, Heft 44.

Für den Bereich negativer Momente werden besondere Minus-Steine geliefert.

Bauer-Decke. Verwendung von Hohlziegeln mit unsymmetrischem Querschnitt nach Abb. 26, die abwechselnd um 180° zu drehen sind, so dafs in der Druckzone und an den Längsfugen eine Verzahnung zwischen Ziegel und Mörtel entsteht. Grundfläche der Steine 25 . 25 cm. Bei Steinhöhe = Deckendicke können etwa folgende Rechnungswerte benutzt werden:

$d =$	12	15	18	20	22	cm
$h =$	9,9	12,7	15,5	17,3	19,3	cm
$b_0 =$	34	39	39	39	40,5	cm/m
$g' =$	155	185	235	255	280	kg/m².

Dedeco-Decke s. Beton-Kalender 1937, II. Teil, S. 117 u. 118 (frühere Steinform).

Elton-Decke. Die Ausbildung der Druckzone (Abb. 27) weist grundsätzliche Aehnlichkeit mit der Ankona-Decke auf. Die 25 cm breiten und 25 cm langen Hohlziegel (Abb. 28)

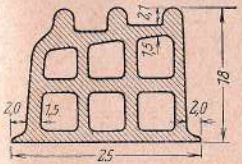


Abb. 26.

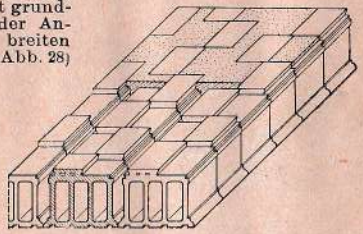


Abb. 27.

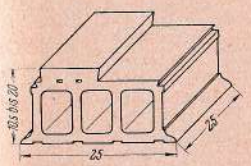


Abb. 28.

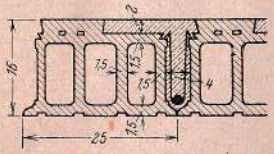


Abb. 29.

werden abwechselnd um 180° gedreht verlegt. Als Abstandhalter für die Bewehrungseisen können 2 mm-Drahtbügel (Abb. 29) verwendet werden. Bei Steinhöhe = Deckendicke d können etwa folgende Rechnungswerte benutzt werden:

$d =$	10,5	12	14	16	18	20	cm
$h =$	8,5	9,9	11,8	13,7	15,5	17,3	cm
$b_0 =$	40	40	40	40	40	40	cm/m.

Breite der Längsfugen 4 cm; 4 Fugen je m.

Komet-Decke. Verwendet werden 25 bzw. 20 cm breite und 25 cm lange Tonhohlsteine (Abb. 30); sie besitzen eine verstärkte Druckzone mit 3 im Querschnitt unsymmetrisch angeordneten, längslaufenden Rillen (Abb. 31), die zugleich mit den Fugen der unvermauert zu verlegenden Deckensteine mit Zementmörtel ausgegossen werden. Die Steine haben auf einer Fufsleiste eine als Eisenabstandhalter dienende Nase. Die abwechselnd um 180° gedreht zu verlegenden Deckensteine sollen so angeordnet werden, dafs jeweils 2 Eisenabstandhalter-Nasen aneinander stofsen (Abb. 32 als Draufsicht); dadurch wird zwangläufig ein Versetzen der Stofsfugen erreicht; aufserdem entsteht in der

Druckzone eine Verzahnung zwischen Mörtel und Stein zur sicheren Spannungsübertragung. Fugenbreite 3 bis 5 cm mit Verbreiterung in Höhe der unteren Eiseneinlagen. Fugenabstand (= Steinbreite) bei 10 und 12 cm Steinhöhe 25 cm, sonst 20 cm, also 4 bzw. 5 Fugen/m und erforderlich 16 bzw. 20 Stück/m² Steine. Bei Steinhöhe = Deckendicke d können etwa folgende Berechnungswerte benutzt werden:

$d =$	10	12	15	18	20	23 cm
$h =$	8,0	9,9	12,7	15,5	17,3	20,2 cm
$b_0 =$	31	31	41,5	44	46,5	49 cm/m
$g' =$	125	135	185	215	255	295 kg/m².

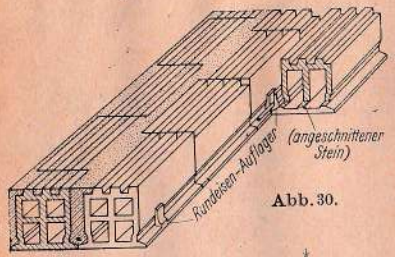


Abb. 30.

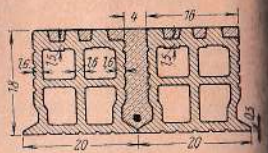


Abb. 31.

Für kreuzweis bewehrte Decken werden auch Steine mit etwas anderer Druckzone geliefert. Für den Stirnverschlufs der Hohlsteine verwendbar Vorsatzplatten nach Abb. 33 mit entsprechenden Höhen.

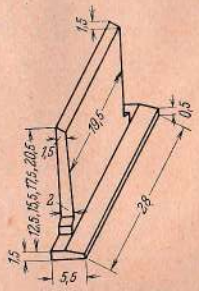


Abb. 33.

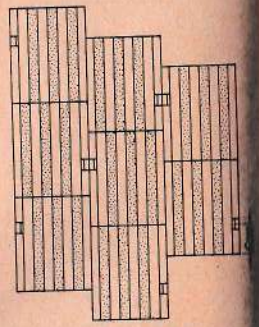


Abb. 32.

Die Nepos-Decke ist eine als Steineisendecke bezeichnete Ausführungsart, bei der zwischen den nur mit einem schmalen Streifen bis zur Deckenoberkante reichenden druckfesten Steinen ein T-förmiger Eisenbetonquerschnitt vorhanden ist (Abb. 34), so dafs gewissermafsen auch eine Wirkung als Füllkörperrippendecke besteht. Die Steine (Abb. 35) dürfen unvermauert verlegt werden. Fugenbreite rd. 6,2 cm, Fugenuntersicht verdeckt. Die an den Stirnseiten um je 2 cm ausgeklinkte Rückenleiste der Steine bildet eine Lehre für die Deckenhöhe. Zur Sicherung der Eisenlage Abstandhalter aus kurzen Drahtspiralen (Abb. 36). Bei 25 · 25 cm Grundfläche der Steine erforderlich 16 Stck./m². Fugenabstand 25 cm, also 4 Fugen/m. Bei Steinhöhe = Deckendicke d können etwa folgende Rechnungswerte benutzt werden:

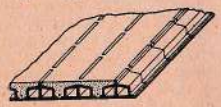


Abb. 34.

$d =$	10	12	14	16	18	20	22	24	26 cm
$h =$	7,0	8,9	10,8	12,7	14,5	16,3	18,3	20,2	22,2 cm
$b_0 =$	42,5	42,5	42,5	42,5	42,5	42,5	42,5	46,5	46,5 cm/m
$g' =$	145	165	185	205	220	250	275	295	310 kg/m².

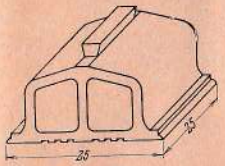


Abb. 35.

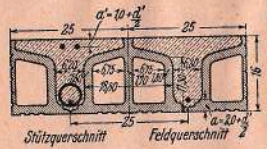


Abb. 36.

Pröbsting-Decke. Hohlziegel nach Abb. 37 mit ausgeprägter Druckzone und oberer Ausklinkung an beiden Stirnseiten. Die Steine dürfen unvermauert verlegt und dann vergossen werden.

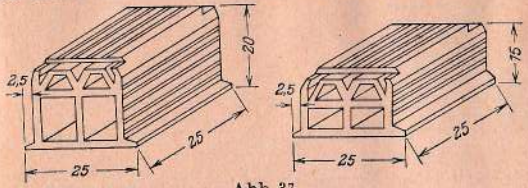


Abb. 37.

Wahl und Verteilung der Hohlräume in den Steinen (Abb. 38) bewirkt gleichzeitig eine besondere Aussteifung der einzelnen Hohlsteine quer zur Tragrichtung. Die Ausbildung der Stofsfugen sichert eine einwandfreie Verbindung (gewissermafsen dreifache Mörtelverdübelung) der einander zugekehrten Stirnflächen der Steine und gewährleistet die Uebertragung aller Spannungen. Abmessungen der Steine: Breite 25 cm, Länge 25 cm; Längsfugenbreite 5 cm; bei 4 Fugen/m erforderlich 16 Stück/m² Steine. Im Bereich negativer Momente besondere Steine nach Abb. 39 mit unterer Druckzone (Negativsteine), die zu vermauern sind. Bei Steinhöhe = Deckendicke d können etwa folgende Rechnungswerte benutzt werden.

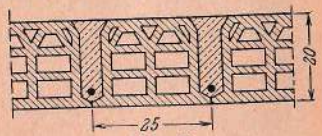


Abb. 38.

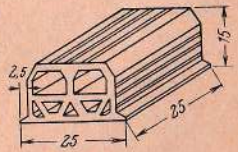


Abb. 39.

$d =$	10	13	15	18	20 cm
$h =$	8,0	10,8	12,7	15,6	17,5 cm
$b_0 =$	38	38	38	38	38 cm/m
$g' =$	130	175	195	225	245 kg/m².

Röseler-Decke. Hohlziegel mit zwar einheitlicher Fufsbreite, aber abwechselnd verschiedener Höhe und Querschnittform (Abb. 40), so dafs eine Art Verzahnung zwischen Deckenstein und Mörtel nicht nur an der Oberfläche der Decke, sondern auch in den Längsfugen entsteht (Abb. 41). Die Deckensteine dürfen unvermauert verlegt und dann bis zur Oberkante der höheren

Steine vergossen werden. Abmessungen der Steine: Breite 25 cm, Länge 25 cm, Höhe der kleineren Steine jeweils 1,5 bzw. 2 cm geringer. Bei 4 Fugen/m erforderlich 8 + 8 Stück/m² Steine. Bei Deckendicke d = Höhe der jeweils größeren Steine können etwa folgende Rechnungswerte benutzt werden:

d =	10,5	12	14	16	18	20	22	24	26	cm
h =	8,5	9,9	11,8	13,7	15,5	17,3	19,3	21,2	23,2	cm
b_0 =	38,5	38,5	38,5	38	37	39,5	42	44,5	46,5	cm/m
g' =	130	145	170	195	215	245	270	295	320	kg/m².

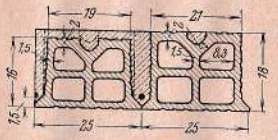


Abb. 40.

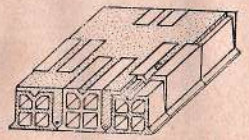


Abb. 41.

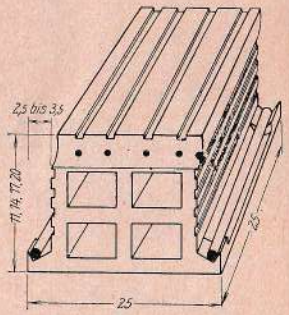


Abb. 42.

Sauter-Decke. Verwendet werden Hohlziegel nach Abb. 42 mit 25 · 25 cm² Grundfläche und verstärkter Druckzone, die an beiden Stirnseiten im Längsschnitt bogenförmig ausgeklinkt ist, damit durch Vergufsmörtel eine sichere Uebertragung der Druckspannungen erzielt wird. Auf den seitlichen Fufsleisten der Steine vorhandene Nasen als Auflager der Rundeisen sind dem jeweils in Betracht kommenden Eisendurchmessern angepafst und so ausgebildet, dafs in jeder Längsfuge zwei Eisen untergebracht werden können, was meist sehr vorteilhaft ist.

Bei Steinhöhe = Deckendicke d können etwa folgende Rechnungswerte benutzt werden:

d =	11	14	17	20	cm
h =	8,6	11,3	14,2	17,0	cm
b_0 =	42	45	47	52	cm/m
g' =	140	180	210	250	kg/m².

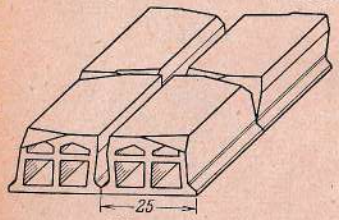


Abb. 43.

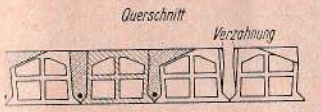
Sperle - Decke. Grundfläche der Steine 25 · 25 cm mit seitlichen Leisten zur Verkleidung der Mörtelfuge, also 4 Fugen/m.

Neue Steinform nach Abb. 43 mit pyramidenförmigen Anschnitten der Stirnseiten. Steine mit unsymmetrischem Querschnitt, abwechselnd um 180° gedreht, 25 cm breit. Querschnitt, Draufsicht und Verzahnung s. Abb. 44.

Bei Steinhöhe = Deckendicke d können etwa folgende Rechnungswerte benutzt werden:

d =	10	12	15	18	20	23	26	cm
h =	7,8	9,7	12,6	15,5	17,5	20,3	23,1	cm
b_0 =	32,5	32,5	35,5	37	39	40	44	cm/m
g' =	120	140	190	220	250	290	340	kg/m².

Für die Aufnahme der Druckspannungen negativer Momente bei durchlaufend ausgebildeten Decken usw. besonders geformte Steine (Negativsteine), so dafs dort Vollbeton nicht erforderlich.



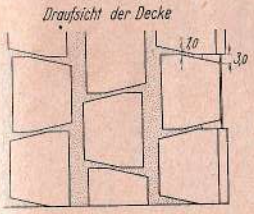


Abb. 44.

Die **Tweemax-Decke** verwendet Hohlziegel mit durchgehender nutenförmiger Vertiefung an der Oberfläche (Abb. 45), durch die eine besonders gute Verankerung der Betondruckschicht oder Schutzschicht bzw. eine Verstärkung der Druckzone erreicht werden soll und die dem Stein eine griffige Form gibt. Im übrigen s. Beton-Kalender 1937, II. Teil, S. 114 u. 115.

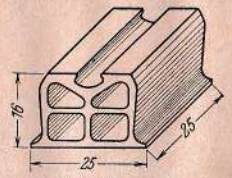


Abb. 45.

Ueckermann-Decke. Die wegen der eigenartigen Gestaltung der Oberfläche als „Wellensteine" bezeichneten Hohlziegel von 25 · 25 cm² Grundfläche werden abwechselnd um 180° gedreht verlegt (Abb. 46). Infolge des unsymmetrischen Steinquerschnitts entsteht sowohl an der Oberfläche (Druckzone) als auch an den Längsfugen eine wirksame Verzahnung zwischen Stein und Zementmörtel.

Bei Steinhöhe = Deckendicke d können etwa folgende Rechnungswerte benutzt werden:

d =	10	12	14	16	18	20	22	24	cm
h =	7,7	9,4	11,3	13,2	14,9	16,7	18,5	20,5	cm
b_0 =	28,5	34	35	36,5	39	40	41,5	44	cm/m
g' =	130	150	175	200	220	240	265	290	kg/m².

Wenko-Decke. Druckfeste Hohlziegel, die durchweg Fufsleisten (zur Verkleidung der Mörtellängsfugen) und auf diesen kleine Tonnasen als Abstandhalter bzw. Auflager der Bewehrungseisen besitzen (Abb. 47). Die Steine mit geneigter Oberfläche werden abwechselnd um 180° gedreht verlegt und bis zur Steinoberkante

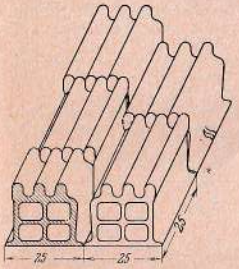


Abb. 46.

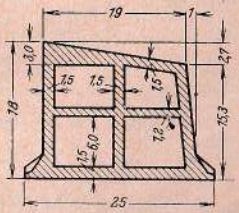


Abb. 47.

mit Zementmörtel vergossen (Abb. 48). Abmessungen der Steine: Breite 25 cm, Länge 25 cm; Längsfugenbreite 4 bis 7 cm; bei 4 Fugen/m erforderlich 16 Stück/m² Steine.

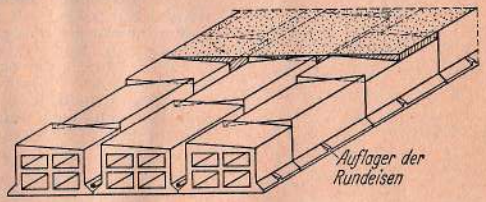


Abb. 48.

Bei Steinhöhe (bis zur oberen Steinkante) = Deckendicke d können etwa folgende Rechnungswerte benutzt werden:

$d =$	10	12	15	18	20	22	25 cm
$h =$	7,9	9,8	12,7	15,4	17,2	19,2	22,1 cm
$b_0 =$	28,5	32,5	34	38	42	42	42 cm/m
$g' =$	130	145	200	235	275	305	340 kg/m².

Eine besondere Bauart von Steineisendecken bildet die **Leipziger Decke.** Die 25 cm langen und 25 bzw. 20 bzw. 17,5 cm breiten Deckensteine in Höhen von 10 bis 22 cm (mit 3 cm Staffelung) besitzen an der Oberfläche eine längsdurchlaufende, im Querschnitt (Abb. 49) winkelförmige Nute. Um die übliche Schalung zu ersparen, werden die Deckensteine, die mit den Bewehrungseisen vermauert werden müssen, an einer aus Winkeleisen bestehenden Hilfsrüstung (W in Abb. 49) angehängt. Nach Erhärten des Zementmörtels und Entfernen der Winkeleisen wird die Nute vergossen und sogleich eine etwaige Betondruckschicht aufgebracht.

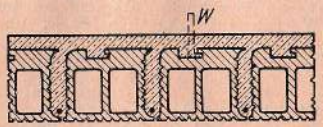


Abb. 49.

Für die Ausführung **kreuzweis bewehrter Steineisendecken** dürften von den vorgenannten in Betracht kommen: Komet-Decke (S. 117) mit den Vorsatzplatten, Wenko-Decke (S. 121) bei besonderem Stirnverschlufs der Hohlräume u. a. — Die Anordnung einer kreuzweisen Bewehrung erfordert jedoch besondere Sorgfalt und Sachkenntnis in bezug auf Berechnung und Herstellung.

Von den vorbeschriebenen Bauarten können vor allem die Kleinesche und die Förster-Decke für kleine Stützweiten als **eisenlose Steindecken** ausgeführt werden. Bei ihnen tritt, besonders durch entsprechende Ueberhöhung der Schalung, zu der Biegungsbeanspruchung noch eine Gewölbewirkung hinzu. Für derartige Decken s. „Deutsche Best. 1932", B § 1, Fufsnote 2. Auf ausreichende Sicherung der Auflager gegen seitliches Verschieben achten!

b) Gewölbte Decken.

Gewölbte Kappen meist zwischen Stahlträgern hergestellt. Die an den Zwickeln verbleibenden Hohlräume werden ausgemauert bzw. mit Magerbeton oder einem wärme- und schalldämmenden Stoff bis zur Fufsbodenunterkante aufgefüllt. Wirtschaftlichste Trägerabstände durch Vergleichsrechnungen ermitteln; Anordnung von Zugankern in Höhe des Kämpferdruckes (vgl. auch Abb. 50) zweckmäfsig.

1. Eisenbetongewölbe.

Eisenbetonkappengewölbe meist mit Pfeilverhältnis 1 : 10 bis 1 : 12 (Abb. 50). Mit Rücksicht auf einseitig wirkende Kräfte Tragbewehrung an der inneren und äufseren Leibung. Bei sehr geringen Gewölbedicken wird äufsere Bewehrung aus praktischen Gründen jedoch meist fortgelassen. Verteilungseisen quer zu den Tragstäben. Ausbildung und Berechnung nach den Regeln der Statik und den Eisenbetonbestimmungen.

Abb. 50.

2. Stampfbetongewölbe.

Für kleine Spannweiten Stampfbetonkappengewölbe (meist Pfeilverhältnis 1 : 8 bis 1 : 10) oft vorzuziehen. Scheiteldicke 8 bis 10 cm und mehr, Kämpfer häufig etwas dicker. Stampfbetongewölbe erfordern zwar gröfseren Betonaufwand, können dafür aber auch von weniger geschulten Arbeitern hergestellt werden.

3. Steingewölbe.

Steingewölbe aus flach oder hochkant gestellten Vollsteinen, mit Zementmörtel vermauert, sind leichter als Stampfbetongewölbe und können vor diesen wirtschaftliche Vorteile haben. Pfeilverhältnis 1 : 8, Scheiteldicke ½ Stein bis etwa 2,5 m Spannweite, 1 Stein bis $l = 5{,}0$ m.

II. Zwischendecken aus Fertigbauteilen[1]).

Deckenbauarten, bei denen fertig angelieferte Tragglieder ohne besondere Schalung auf dem Bau nur verlegt und gegebenenfalls noch untereinander verbunden werden; die Seitenflächen erhalten dazu oft eine nut- und federartige Ausbildung. Da fabrikmäfsig angefertigte Bauteile meist nur in bestimmten Abmessungen lieferbar, bei Entwurfbearbeitung darauf Rücksicht nehmen. Als Baustoff fast ausschliefslich Beton und Eisenbeton, neuerdings auch Steineisenkonstruktionen. Ausgestaltung und Berechnung derartiger Fertigteile nach den „Deutschen Best. 1932" als Mantelvorschriften, die in Teil A § 14 Ziff. 5, § 22 Ziff. 2 und § 29, sowie in Teil B §§ 8 und 13 Ziff. 2 entsprechende Sondervorschriften enthalten. Fabrikmäfsig hergestellte Deckenkörper besitzen meist platten- oder balkenförmigen Querschnitt. Ihre Bewehrung mufs auch den bei der Beförderung usw. auftretenden Beanspruchungen genügen.

a) Plattenförmige Tragteile.

Für kleinere Stützweiten Platten oder Dielen. Sie sollen nicht zu grofs und zu schwer sein, um leichtes Handhaben und Verlegen zu ermöglichen.

1. Eisenbeton-Vollplatten.

Für gewöhnlich rechteckig geschnittene Eisenbetonplatten, für verschiedene Stützweiten und Belastungen in entsprechender Breite hergestellt. Plattendicken über etwa 12 cm selten.

[1]) Vgl. auch Kleinlogel, Fertigkonstruktionen im Beton- und Eisenbetonbau, Berlin 1929, Wilh. Ernst & Sohn; ferner Roll, Betonwerkstücke und Betonwaren im Deckenbau, B. u. E. 1930, Heft 20.

Bei geringen Beanspruchungen Ausführung solcher Vollplatten häufig aus Bimsbeton od. dgl. Ferner Anwendung von Zellenbeton, Gasbeton (Aerokret) u. a. m.

2. Stegzementdielen (Eisenbetonhohldielen).

Platten erhalten in den statisch wenig wirksamen Querschnittsteilen lang durchlaufende Hohlräume. Längen bis 2,50 m und Dicken von 5 bis 12 cm bei meist 25 cm Breite (Abb. 51) für verschiedene Gesamtlasten. Eigengewicht der Platten bei 8 cm Dicke 125 kg/m², bei 10 cm Dicke 155 kg/m². Bewehrung aus Rundeisen. — Zuweilen auch gröfsere Plattenbreiten (bis etwa 28 cm) und abweichende Querschnittformen bzw. Abmessungen. — Sondervorschriften in Vorbereitung! — Für geringe Belastungen auch Stegzementdielen aus Bimsbeton oder anderen Leichtbaustoffen (vgl. auch oben unter 1.).

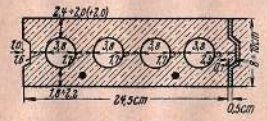


Abb. 51.

3. Hourdis.

Hourdis als plattenförmige (zuweilen auch gewölbte) hohle Steinkörper aus hochwertigem Ton, meistens zwischen Stahlträgern wie Stegzementdielen. Länge 70 bis 100 cm, Breite 20 cm, Höhe 7½ cm. Auf die Trägerunterflansche werden sie unmittelbar oder unter Benutzung besonderer Widerlager- bzw. Trägerummantelungssteine aufgelegt.

4. Sonderbauarten.

Frankfurter Montagedecke. Verwendet werden Fertigteile aus Bimsbeton von 8 cm Dicke, rd. 50 cm Länge und 25 cm Breite mit stelzungsartiger Schräge zur Auflagerung auf Stahlträgern (Abb. 52a). Die Bimskörper haben einseitige Aussparungen (Abb. 52b), damit sie bei Herstellung der Decken ohne Schalung

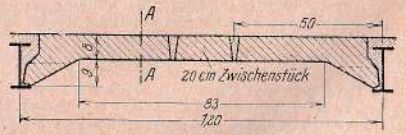


Abb. 52a.

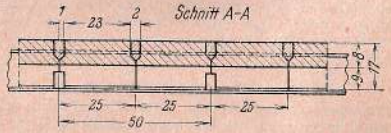


Abb. 52b.

auf hölzerne Latten aufgelegt werden können; diese sind in 50 cm Abstand angeordnet und liegen auf den Unterflanschen der Träger auf. Bei Trägerabständen von 1,20 und 1,50 m werden entsprechende Zwischenstücke aus Bimsbeton verwendet. Die Fugen usw. müssen mit Zementmörtel vergossen werden. Bei den gröfseren Stützweiten und in Endfeldern ist eine Bewehrung von 1 ∅ 6 mm je Längsfuge anzuordnen.

b) Balken- und plattenbalkenförmige Tragteile.

Bei gröfseren Stützweiten fabrikmäfsig hergestellte, balkenförmige Fertigbauteile als Vollwand- oder Hohlbalken sowie als Fachwerkträger; sie bilden für sich allein oder in Verbindung mit anderen Bauelementen das Deckentragwerk.

1. Vollwandträger.

„Rapid"-Balken-Decke aus Eisenbetonbalken von der Form eines I-Trägers (Abb. 53), die mittels besonderer, gegebenenfalls auch auf gröfseren Baustellen verwendbarer Vorrichtungen

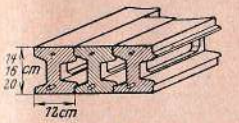


Abb. 53.

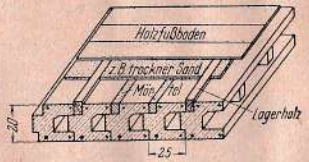


Abb. 54.

angefertigt werden. Ueblich Höhen von 14, 16 und 20 cm, 12 cm Breite, Länge bis etwa 6 m. Der Balkensteg erhält in der Regel keine Aussparungen mehr.

Eigengewicht 210, 225 und 255 kg/m².

Betonbalken „Leonhardt" mit ⊥-förmigen Querschnitt s Beton-Kalender 1937, II. Teil, S. 120.

„Solid"-Balken-Decke aus 20 cm hohen und 25 cm breiten Balken mit ⊂-förmigen Querschnitt aus Bimsbeton (Abb. 54), die nut- und federartig ineinandergreifen. Die an der Oberfläche entstehenden Rillen werden mit Zementmörtel vergossen oder können zur Aufnahme eines Lagerholzes für Dielenbelag dienen.

Aufserdem verschiedene Fertigbalken in ähnlichen Formen und Abmessungen wie die vorgenannten.

Isteg-Decke s. Beton-Kalender 1937, II. Teil, S. 120 u. 121.

2. Hohlträger.

Steineisenbalken verschiedener Bauarten aus besonders geformten Tonhohlsteinen und sie verbindenden eisenbewehrten Zementmörtelstegen werden nach dem Erhärten an der Verwendungsstelle als Decke nebeneinander verlegt. Auf geeignete Durchbildung ist besonders zu achten.

Die bisher vorliegenden Erfahrungen mit Steineisenfertigbalken sind noch nicht ausreichend und daher die Frage der allgemeinen baupolizeilichen Zulassung noch nicht geregelt.

3. Fachwerkträger.

Die **Visintini-Decke** ist die bekannteste Anwendung von Eisenbetonfachwerkträgern im Deckenbau, wird jedoch nur noch wenig ausgeführt.

4. Sonderbauarten.

Zech-Decke. Die als Eisenbetonrippendecke anzusprechende Bauart besteht aus Fertigbalken mit U-förmigem Querschnitt (Abb. 55), die in etwa 61 bis 65 cm Abstand verlegt werden. Auf die Kanten der Balken werden mindestens 5 cm dicke fertige

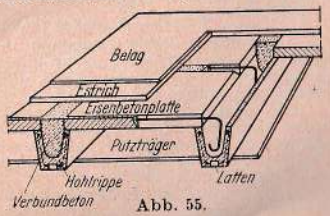


Abb. 55.

Eisenbetonplatten (Bimsbeton) aufgelegt. Die entstehenden Querfugen erhalten Eiseneinlagen, die in die Hohlräume der Balkenrippen eingreifen. Alle Hohlräume und Fugen werden dann bis zur Deckenoberkante mit Zementmörtel ausgegossen. Zur Befestigung des Putzträgers sind Latten an der Unterfläche der Balkenrippen angeordnet. Uebliche Balkenhöhen (ohne Druckplatte) 15 bis 25 cm.

Stahlrohr-Betondecke. Stahlrohrträger mit angegossener unterer Leichtbetondiele mit Rundeisenbewehrung werden in 75 cm Abstand verlegt; dazwischen werden besonders geformte Bogenträger-Hohlkörper aus Leichtbeton abwechselnd um 180° gedreht eingehängt und dann die Hohlräume zwischen den Deckengliedern mit Beton vergossen (Abb. 56). Hohlkörperhöhe 14, 16, 18, 20, 22 und 24 cm. Eigengewicht der Decke etwa 150 bis 250 kg/m².

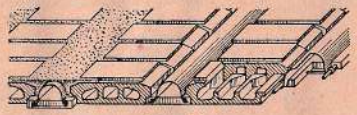


Abb. 56.

Hoyer-Decke. Besonders geformte Hohlkörper aus Leichtbeton oder Ziegel werden mittels Holzleisten zwischen Walzträgern (Abstand bis 1 m) eingehängt. Dieselben sollen durch den Vergufsmörtel so umschlossen werden, dafs eine Verbundwirkung des ganzen Tragwerks entsteht. Schalung und Absteifung sind in der Regel entbehrlich.

III. Ebene Dachdecken.

Ebene Dachdecken (vgl. S. 104) fast ausschliefslich als Platten, und zwar über Stahlträgern durchlaufend, zwischen Eisenbetonbalken oder auf Mauerwerk aufliegend. Auch die Dachdecken werden entweder ganz an Ort und Stelle oder unter Verwendung von Fertigbauteilen ausgeführt. Ausbildung und Berechnung entsprechend der für Zwischendecken nach den „Deutschen Best. 1932", A u. B.

a) An Ort und Stelle hergestellte Dachdecken.

1. Eisenbetondecken.

Eisenbetonplatten aus Kiesbeton ihrer grofsen Wärmeleitfähigkeit wegen nur unter bestimmten Verhältnissen. Günstiger Anwendung von Leichtbeton u. dgl., wenn die dafür zulässigen Beanspruchungen innegehalten werden können. Mindestdicke 5 cm.

Für die bauliche Ausbildung gelten im übrigen die bei den Zwischendecken (S. 107 u. f.) gemachten Angaben.

In manchen Fällen Spritzbeton (Torkret) empfehlenswert. Bewehrung der Eisenbetondachhaut dabei meist aus dünnem Rundeisen- und Drahtgeflecht. Infolge der hohen Festigkeit und Dichte des Spritzbetons erhält die Betonschicht nur sehr geringe Dicke und dadurch verhältnismäfsig niedriges Eigengewicht.

2. Steineisendecken (Leichtsteindachdecken).

Gegenüber Eisenbetondecken meist geringeres Eigengewicht sowie höherer Wärmeschutz und daher häufig bevorzugt. Mindestdicke 6 cm. Im übrigen gelten die bei den Zwischendecken gemachten Angaben (S. 114 u. f.) sinngemäfs.

Die **Kleinesche Decke** aus den üblichen Deckensteinen oder unter Verwendung von flachliegend vermauerten porigen Hohlsteinen in Normalgröfse sehr zweckmäfsig als Dachdecke. An Stelle der Normalsteine auch 6 bis 10 cm hohe porige Tonplatten mit Langlöchern.

Leichtsteindachplattendecke (früher Zomak-Decke) aus plattenförmigen gebrannten Tonkörpern von etwa 20 · 33 cm Gröfse

mit geringem Eigengewicht (Abb. 57). Die dünnwandigen, aber festen Steine nur 6 cm hoch. Neuerdings auch 7 cm und mehr hohe Steine mit unteren Leisten zur Verkleidung der Längs- und

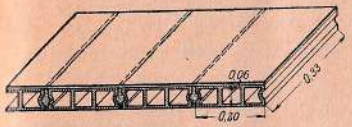


Abb. 57.

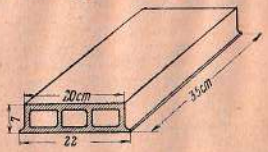


Abb. 58.

Querfugen (Abb. 58) oder mit Querschnitt etwa nach Abb. 59. Eigengewicht und Nutzhöhe entsprechend. — Die Pappeindeckung wird für gewöhnlich unmittelbar auf die Steinlage geklebt. Um die Decke gegen Abheben durch Winddruck von unten zu sichern, besondere Halteklammern, die um die Trägeroberflansche herumgreifen. In den Längsfugen können besondere Eisenabstandhalter eingelegt werden. — Mittlere Eigengewichte der Deckenplatte (g') und Mindestgesamtgewicht (q) einschl. Schnee und Wind bei Dachneigung $\leqq 15°$ etwa:

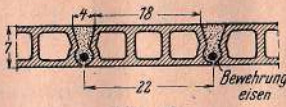


Abb. 59.

$d =$	6	7	8	10 cm
$g' =$	55	65	70	80 kg/m²
$q =$	150	160	165	175 „

Als Leichtsteindachdecken kommen auch die meisten der im Abschnitt B I a) 5 (S. 116 ff.) behandelten Bauarten mit besonderen Steinformen usw. in Betracht.

b) Dachdecken aus Fertigbauteilen.

Zur Ausführung von Dachdecken fabrikmäfsig hergestellte Tragteile wie bei den Zwischendecken IIa. Eisenbetonplatten oder Stegzementdielen aus Kiesbeton wegen des hohen Eigengewichtes nur zuweilen. Sehr häufig Verwendung von Bimsbeton für z. B.: a) Vollplatten 6,5 bis 9 cm dick bei 0,5 cm Staffelung mit 91 bis 126 kg/m² Eigengewicht; b) Stegplatten in gleichen Dicken mit 79 bis 92 kg/m² Eigengewicht; c) Kassettenplatten (Abb. 60) mit 6,5 bis 9 cm Gesamtdicke und 55 bis 70 kg/m² Eigengewicht; d) Stegkassettenplatten mit 6,5 bis 9 cm Gesamtdicke und etwa 85 bis 99 kg/m² Eigengewicht. Plattenlänge von 150 bis 260 cm, um 10 cm abgestuft, Breite meist 50 cm.

Vielfach ähnliche Formen, Abmessungen und Gewichte wie die vorgenannten Platten.

Ueber Leichtbeton für Dacheindeckungen vgl. auch S. 124 und 126.

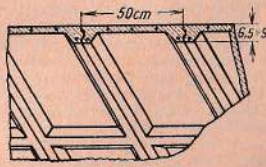


Abb. 60.

IV. Glaseisenbetondecken.

Bei aus Glas in Verbindung mit Eisenbetontragwerken bestehenden Decken werden die einzelnen Glaskörper in ein Netz

werk von Eisenbetonrippen gebettet, die je nach den Deckenbelastungen auszubilden sind (Abb. 61). Derartige Glasdecken (Glasoberlichter) gestatten guten Durchgang des Lichtes und lassen sich unter Umständen sogar bei befahrbaren Ueberdeckungen anwenden. Auch Glaseisenbetonplatten als Fertigbauteile in verschiedenen Abmessungen.

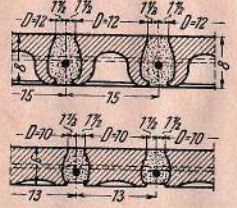


Abb. 61.

C. Schutz- und Unterdecken.

Schutz- oder Unterdecken sind meist Scheindecken ohne statische Aufgaben, an dem eigentlichen Tragwerk aufgehängt. Hierzu werden in den tragenden Decken gleich bei ihrer Ausführung Holzleisten oder meist kurze, durch die Schalung hängende Rundeisen oder Drähte (möglichst verzinktes Eisen) in nicht zu grofsen Abständen (etwa 35 bis 50 cm) angeordnet.

I. Drahtputzdecken.

An den Hängestäben wird ein Netz von 20 bis 30 cm voneinander entfernten Rundeisen befestigt zum Anbringen und Versteifen des den Putzträger bildenden Drahtgeflechtes (Rabitzgewebe, Drahtziegelgeflecht, Rippenstreckmetall u. a. m.).

1. Monierdecken. Ausdrücken des Drahtgeflechtes mit Zementmörtel und mehrfaches Antragen von solchem, bis gewünschte Deckendicke erreicht und glättbare Schicht vorhanden (auch Spritzverfahren anwendbar).

2. Rabitzdecken. Ausführung ebenso, jedoch aus einem mit Kälberhaaren und Leim vermischten Gipskalkmörtel.

II. Rohrdecken.

Rohrdecken meist mit Kalkmörtel oder Kalkzementmörtel hergestellt; als Putzträger Rohrgeflecht oder Holzstabgeflecht, gegebenenfalls auf besonderer Holzschalung.

Die Massivdecke „Zementhaut" stellt eine besondere Bauart dar, die hauptsächlich als Ersatz für Dielenfufsböden bei Holzbalkendecken verwendet werden kann.

Angaben über Fufsböden und Deckenputz, Deckenisolierungen für besondere Zwecke s. Beton-Kalender 1937, II. Teil, S. 124 u. 125.

D. Ausführung der massiven Decken.

Ueber technische Vorarbeiten, wie Anfertigung der Festigkeitsberechnung, Ausführungszeichnungen, Eisenpläne usw., Anordnung von Dehnungsfugen u. a. m. sowie über Auswahl und Verarbeitung der Baustoffe, Herstellung der Schalungen und Decken, Befestigung von Leitungen, Lagerschienen u. dgl., s. Kap. Bauausführung sowie „Hütte", 26. Aufl., III. Bd., Abschn. Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten, ferner „Lehrgang für Betonfacharbeiter", herausgegeben vom Deutschen Ausschufs für Technisches Schulwesen (DATSCH), Berlin.

Mit der Ausführung von massiven Decken und den dazugehörigen Arbeiten sollten nur solche Unternehmer betraut werden, die als zuverlässig anerkannt sind und eine sichere Gewähr für die Güte der Ausführung bieten.

Treppen.

Bearbeitet von Dipl.-Ing. Hans Holzapfel, Bad Lausick.

A. Allgemeine bautechnische Bemerkungen.

1. Einteilung der Treppenarten:

Nach Bedeutung im Gebäude: Haupt-, Neben-, Hinter-, Not-, Turmtreppen.

Nach Lage im Gebäude: Frei-, Keller-, Stockwerk-, Boden-, Speichertreppen.

Nach Zweck des Gebäudes: Wohnhaus-, Geschäftshaus-, Theater-, Kirchen-, Fabriktreppen usw.

2. Steigungsverhältnis: Gebräuchliche Formeln zur Bestimmung von

$$\frac{\text{Stufenhöhe}}{\text{Stufen(Auftritt)breite}} = \frac{h}{b} \text{ sind:}$$

$2h + b = 63$ cm oder $^4/_3\, h + b = 52$ cm (für $h < 15$ oder ~ 20 cm). Stufenhöhen h zwischen 13 und 20 cm je nach der Art und Lage der Treppe. Für Wohngebäude $h = 15$ bis 17 cm, für öffentliche Gebäude und Monumentaltreppen $h = 13$ bis 15 cm, bei Treppen mit beschränktem Grundrifs $h = 17$ bis 19 cm. Ungleichmäfsige Stufenhöhen in den einzelnen Geschossen mehrstöckiger Gebäude mit Rücksicht auf bequemeres Begehen nicht empfehlenswert.

3. Treppenbreite: für Wohngebäude . . . . 0,6 bis 1,3 m
für öffentliche Gebäude . . 2,0 „ 3,0 m

Hierüber ministerielle und baupolizeiliche Bestimmungen.

4. Treppenlauf oder Treppenarm besteht aus einer Anzahl zusammengefügter Stufen, deren seitliche Begrenzungen Wangen heifsen. Zu einem Lauf werden im allgemeinen höchstens bis zu 15 Stufen vereinigt. Nach der Zahl der Läufe unterscheidet man 2-, 3-, 4- und mehrarmige Treppen.

5. Ruheplätze oder Podeste sind Absätze zwischen den Läufen, die zur Erhöhung der Bequemlichkeit beim Begehen dienen. Podestlänge wird nach Schrittlängen festgesetzt. Podestbreite = Laufbreite. Die inneren Ecken der Podeste sind meist ausgerundet.

6. Eisenbeton eignet für Treppen besonders wegen seiner Feuersicherheit und Anpassungsfähigkeit an alle Grundrifsformen.

Bei sachgemäfser Verarbeitung, unter Verwendung geeigneter Zuschlagstoffe, hat sich der Eisenbeton als feuersicher und unempfindlich gegen die Abkühlung durch Löschwasser erwiesen. Beispiel: Grofsfeuer in der Sarotti-Schokoladenfabrik in Berlin-Tempelhof, 1922. Die Eisenbetontreppen haben nach dem Brande ihre volle Tragfähigkeit beibehalten.

Eiserne Treppen werden dagegen bei Bränden nach kurzer Zeit heifs und unbetretbar und verformen sich schon stark bei 600 bis 700°. Gegenüber Treppen aus Eisenkonstruktion haben Eisenbetontreppen im Freien den Vorteil der Wetterbeständigkeit; Unterhaltungskosten entfallen.

Stufen aus natürlichem Gestein zerspringen bei Erhitzung und darauf folgender Abkühlung durch Löschwasser sehr leicht.

Ist beschleunigte Herstellung erforderlich, so kann die Treppe bei Verwendung von hochwertigem Zement schon nach drei bis vier Tagen ausgeschalt und dem Verkehr zugängig gemacht werden.

B. Die gebräuchlichsten Bauformen der Eisenbetontreppen.

Nach der Grundrifsform unterscheidet man gerade und gewundene, gerade gebrochene, aus geraden und gewundenen Läufen zusammengesetzte Treppen, Wendeltreppen (wenn die Treppenachse eine Schraubenlinie oder ähnliche Kurve ist). Hat ein Treppenlauf zum Teil gewendelte, zum Teil gerade Stufen, so empfiehlt sich ein „Verziehen" der Stufen.

Die Eisenbetontreppen können eingeteilt werden in:

I. Treppen mit unterstützten Stufen
   a) durch Laufgewölbe,
   b) durch Laufplatten zwischen Unterstützungsträgern (Podestbalken),
   c) durch Laufplatten zwischen Podestplatten,
   d) durch Laufplatten zwischen Wangenmauern oder Wangenträgern,
   e) durch Laufplatten ausgekragt.

II. Treppen mit biegungsfesten Stufen
   a) zwischen Wangenmauern oder Wangenträgern,
   b) ausgekragt (frei tragend).

III. Besondere Treppenausführungen
   Treppen mit doppelt gekrümmten Platten und Wangen, Turmtrsppen.

IV. Treppen aus einzelnen Werkstücken hergestellt und zusammengesetzt.

I. Treppen mit unterstützten Stufen.

a) Als älteste Bauart von Eisenbetontreppen ist die durch Moniergewölbe unterstützte Treppe zu bezeichnen, die sich an Stelle der Steinbogentreppen herausgebildet hat. Die Moniergewölbe müssen Stichverhältnisse von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ erhalten, um sicher wirken zu können. Sie werden zumeist nur bei Kellertreppen, auch bei Monumentaltreppen angewendet, in neuerer Zeit jedoch seltener. Für den Treppenbogen mufs ein einwandfreies Widerlager in waagerechter Richtung z. B. durch eine zum Podestträger gleichlaufende Podestplatte aus Eisenbeton geschaffen werden.

b) Bei Ausführung von Eisenbetonfachwerkbauten, bei denen zuerst das vollständige Traggerippe des Baues und später erst die Mauerausfachung hergestellt wird, ist die einfachste und beliebteste Bauart der Treppen die mit biegungsfesten Laufplatten zwischen Unterstützungsträgern und aufbetonierten dreieckigen Stufen. Die Laufplatte kann eine ebene, oder auch gebrochene Untersicht erhalten. An Stelle der Eisenbetonplatte kann auch eine Eisenbetonrippendecke oder ebene Steindecke treten (Gewichtsersparnis), wobei als Auflager sowohl Podestträger aus Eisenbeton als auch aus Eisen Verwendung finden.

Bei Berechnung der Laufplatten wird zumeist die mehr oder weniger vorhandene teilweise Einspannung an den Auflagern berücksichtigt, indem die Momente zwischen $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12} q l^2$ in Rechnung gestellt werden, wobei unter l die Stützweite zu verstehen ist.

Steineisendecken mit Spannrichtung von Podestträger zu Podestträger sind nach den Deutschen Bestimmungen für ebene Steindecken, § 12, im allgemeinen nicht als halb eingespannte Decken zu betrachten und müssen wie frei aufliegende Decken mit $M = \frac{q l^2}{8}$ berechnet werden. Ausnahmsweise kann jedoch

auch mit $\frac{q l^2}{10}$ gerechnet werden, wenn besondere Vorkehrungen für eine sichere Einspannung getroffen sind (z. B. Umbiegen der oberen Eisen um die Flanschen). Für die Länge l und die Einheitslast q ist die Grundrifsprojektion des Treppenlaufes einzuführen. Man kann jedoch die Laufplatte auch im Zusammenhang mit den Podestplatten als Durchlaufträger auffassen, wobei aber zu berücksichtigen ist, dafs die Auflager nicht in einer Ebene liegen und die Lagerung auf den Mittelstützen verschiedene statische Unklarheiten (Einspannungs- und Verdrehungswiderstand) aufweist. Es wird demnach aus Gründen der Sicherheit empfohlen, die zwischen Eisenbetonbalken gespannten Treppenplatten für Feldmitte und Auflager mit gleich grofsem Moment $\frac{1}{12} q l^2$ und die Podestplatte mit $\frac{1}{10} q l^2$ zu berechnen und letztere mit einer oberen Eiseneinlage je nach der Gröfse der infolge des Zusammenhanges zu erwartenden aufwärtsbiegenden Momente zu versehen[1]). Ein Zahlenbeispiel über die Berechnung eines Treppenlaufes als gebrochener Stabzug s. Kleinlogel und Sigmann, „Der durchlaufende Träger", Berlin 1929, Wilh. Ernst & Sohn, Zahlenbeispiel III, S. 178. Zu dem gröfsten Biegungsmoment tritt noch infolge der schrägen Lagerung eine Achskraft hinzu, deren Einflufs jedoch in der Praxis zumeist vernachlässigt werden darf. Die Unterstützungsträger können frei aufgelagerte, teilweise eingespannte oder auch ausgekragte Träger je nach der Anordnung der Treppenanlage im Grundrifs sein, und deren Berechnung verursacht keine Schwierigkeiten. Beispiel hierzu siehe Mörsch, Eisenbetonbau, 5. Aufl., II., S. 122. Die Kragträger verlangen den genauen Nachweis ihrer sicheren Verankerung. Werden zur Verankerung in Mauerwerk Verankerungsschrauben notwendig, so sind diese so weit nach abwärts zu führen, bis der Querschnitt erreicht ist, in dem nur Druckspannungen auftreten, wo also die von den lotrechten Kräften und dem Mauergewicht herrührenden Druckspannungen die Biegungszugspannungen aufheben oder überwiegen (Formeln zur Berechnung der Verankerungslängen s. Z. d. Oe I A V 1916, S. 37). Ein derartiger Fall ist beim Einbau einer Eisenbetontreppe bei einem älteren Kirchenbau in Leipzig-Schönefeld vorgekommen (Ausführung von Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig). Zuweilen werden Zwischenunterstützungen auch dadurch bewirkt, dafs man die Podeste nach oben an dort befindliche Stützpunkte aufhängt (Treppe im Sternwartenturm der Rheingauschule in Berlin-Friedenau; Zeitschr. Eisenbeton 1910, S. 142; ferner Mörsch, 5. Auflage, II., S. 122).

Bei gewendelten Treppen mit längeren Läufen ergibt sich zuweilen bei Vorhandensein von Stützpunkten Gelegenheit, einzelne Stufen als Träger auszubilden und die Laufplatte zwischen diese einzuspannen bezw. aufzulagern. Eine derartige Lösung ist bei der in Abb. 1a bis c dargestellten Büfetttreppe im Neuen Stadttheater Teplitz-Schönau von den ausführenden Ingenieuren Lederer u. Bloch gewählt worden. Die Stufe 13 ist als beiderseits aufgelagerter Träger ausgebildet und die 8 cm starke Laufplatte zwischen der von einem I-Träger getragenen Tragwand unter Stufe 6 und der Trägerstufe 13 eingespannt.

c) Ist zur Ausbildung eines besonderen Podestträgers keine ausreichende Höhe vorhanden oder wird aus irgendeinem Grunde eine glatte Untersicht der Treppe gewünscht, dann läfst sich das Podest in seiner ganzen Breite als Träger ausbilden.

[1]) Ueber die Berechnung von Laufplatten hat jede Grofsstadt ihre baupolizeilichen Vorschriften.

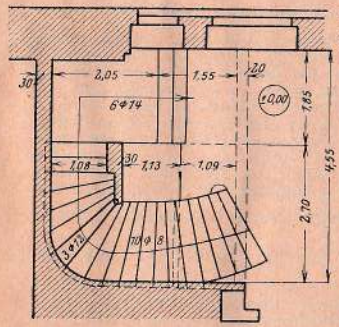


Abb. 1a.

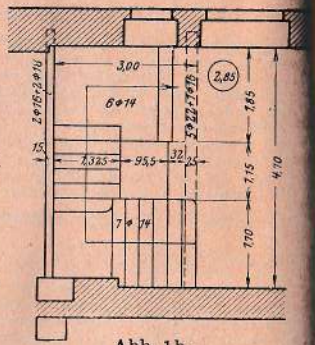


Abb. 1b.

Es hat dann aufser seinem Eigengewicht und seiner Nutzlast noch die Last der Läufe zu tragen. Die Berechnung der Laufplatte geschieht am sichersten unter Annahme eines gröfsten Biegungsmomentes von $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{14} q\, l^2$, wobei unter l die rechnungsmäfsige Stützweite zu verstehen ist. Nimmt man als Stützweite die waagerechte Entfernung von Mitte zu Mitte Podestplatte, so ist das Moment $\frac{q\, l^2}{14}$, bei Annahme einer um einen gewissen Prozentsatz vergröfserten Lichtweite das Moment $\frac{q\, l^2}{10}$ mit reichlicher Sicherheit in Rechnung zu stellen. Die örtlichen Baupolizei-Bestimmungen schreiben zumeist über die anzunehmenden Momente bestimmte Werte vor. An der Einspannstelle sind die aufwärts biegenden Momente durch obere Eiseneinlagen je nach dem Grade der Einspannung zu decken. Das gröfste Einspannungsmoment tritt bei voller Einspannung auf und beträgt $\frac{q\, l_0^2}{12}$, wobei l_0 die waagerecht gemessene Lichtweite zwischen den Podestinnenkanten bedeutet. Die genauere Berechnungsweise unter Berücksichtigung der verschiedenen Trägheitsmomente und des Einspannungsgrades siehe Handb. f. Eisenbetonbau Band XI., 3. Aufl., S. 389. Die nach dieser ermittelten Momente sind zumeist geringer als die von der Baupolizei vorgeschriebenen. Die Podestplatte ist aufser für die auf sie entfallenden lotrechten Lasten noch für die Mehrbelastung bzw. Entlastung an den Rändern zu berechnen. Dem Einspannmoment M' wirkt ein entgegengesetzt drehendes Kräftepaar $S = \frac{p\, b}{4}$ vom Arm $\frac{2}{3}\, b$ entgegen, wobei p die Kantenpressungen (Druck bzw. Zug) an den Rändern bedeuten.

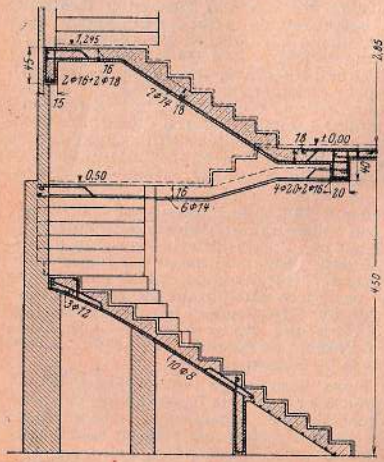


Abb. 1c.

Es gilt daher:

$\frac{p\, b}{4} \cdot \frac{2}{3}\, b = M'$, woraus $p = \frac{6 M'}{b^2}$. Für diese Mehr- bezw. Entlastungen an den Rändern müssen die Eiseneinlagen bemessen werden. Die Betonbeanspruchung mufs an der ungünstigsten Stelle nachgewiesen werden, und es wird an diesen Stellen eine beiderseitige Bewehrung nötig sein, falls man nicht höhere Betonbeanspruchungen bis zu 60 kg/cm² zulassen kann.

Bei beiden unter I b und I c besprochenen Ausführungsarten besteht die Möglichkeit, dafs man die Laufplatte aufser in den Podestbalken bzw. Podestplatten auch in der Treppenhauswand einspannen und dadurch an Betonstärken sparen kann. Diese Art der Ausführung hat aber zur Bedingung, dafs die Treppenhauswand tragfähig und im Zusammenhang mit

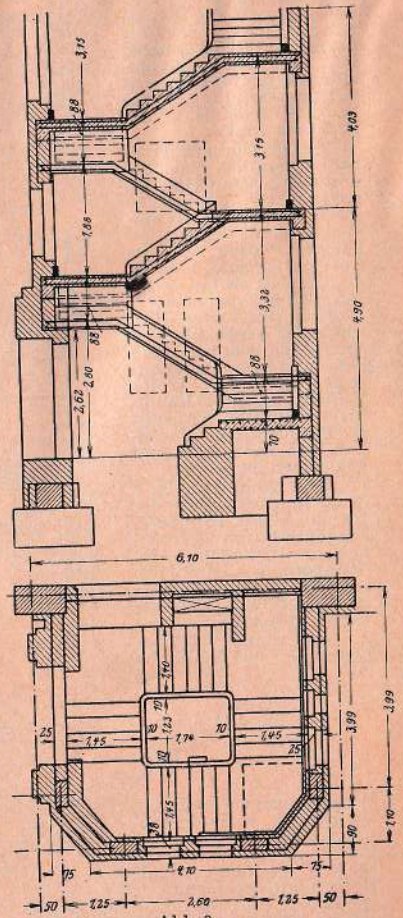


Abb. 2.

dem Eisenbetonbau ausgeführt wird. Die Berechnung der Lastenverteilung nach den zwei Richtungen ist nur näherungsweise möglich, und es sei hierzu auf das Handb. f. Eisenbetonbau Band XI, 3. Aufl., S. 390 verwiesen.

Bei geräumigen Treppenhäusern von fast quadratischem Grundrifs tritt die um 90° gebrochene Treppe häufig auf. Es entstehen dann doppelt geknickte Platten, die als frei aufliegende oder in den Mauern teilweise eingespannte Träger zu berechnen sind. Die Abb. 2 zeigt eine angebaute vierarmige Treppe, wie sie in dem von der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig, erbauten Hauptbau der Optischen Anstalt C. P. Goerz in Berlin-Schönow zur Ausführung gekommen ist.

Bei Abb. 3a bis c der Eisenbetontreppe der Dresdner Bank Nürnberg, ausgeführt von Dyckerhoff & Widmann AG., Nürnberg, ist Laufplatte zwischen Treppenhausquerwand und Geschofsdecke gespannt.

Abb. 4a u. b zeigt Nebentreppe im Stadthaus

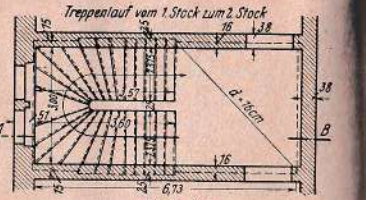


Abb. 3a.

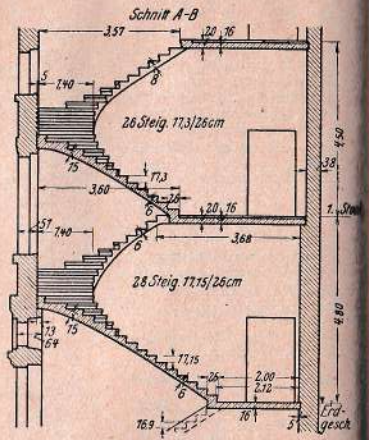


Abb. 3b.

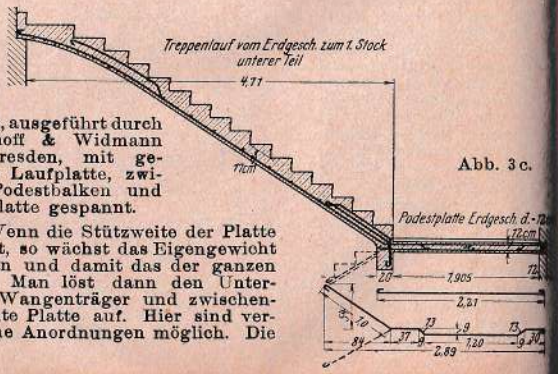


Abb. 3c.

Dresden, ausgeführt durch Dyckerhoff & Widmann AG., Dresden, mit geknickter Laufplatte, zwischen Podestbalken und Podestplatte gespannt.

d) Wenn die Stützweite der Platte zunimmt, so wächst das Eigengewicht derselben und damit das der ganzen Treppe. Man löst dann den Unterbau in Wangenträger und zwischengespannte Platte auf. Hier sind verschiedene Anordnungen möglich. Die

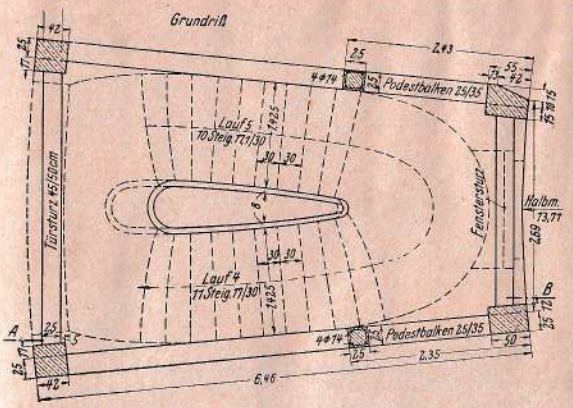


Abb. 4a.

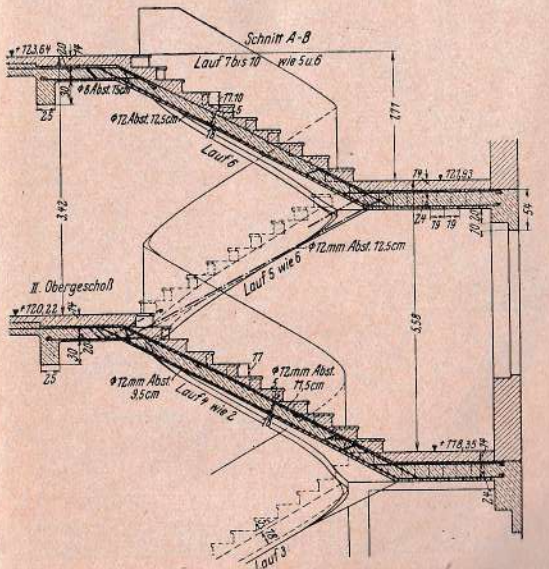


Abb. 4b.

Abb. 5 b.

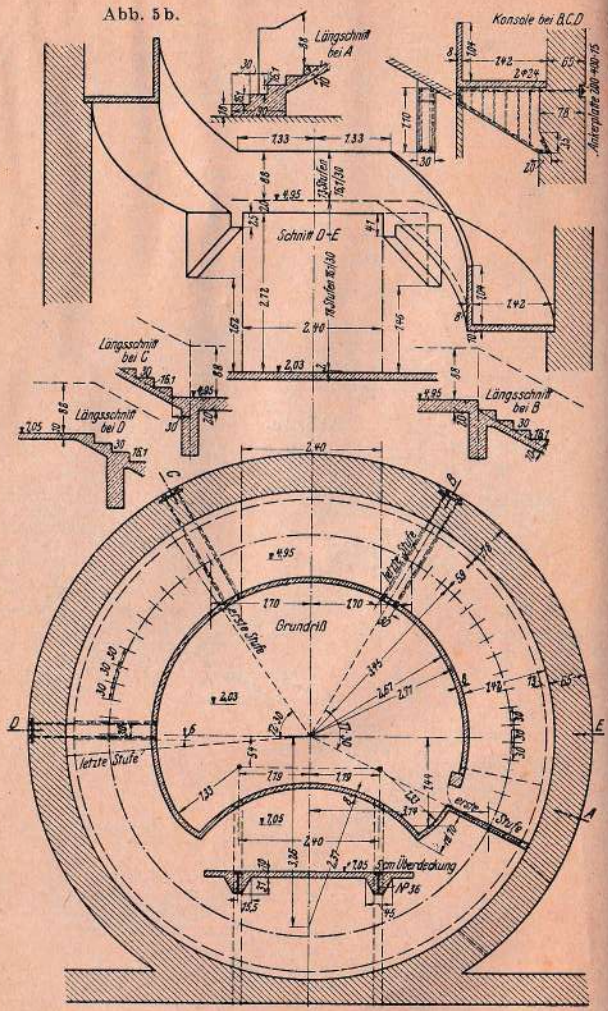


Abb. 5 a.

Wangenträger können nach oben springen, so dafs eine glatte Treppenuntersicht entsteht. Am leichtesten und wirtschaftlichsten wird die Konstruktion aber bei nach unten springendem Wangenträger infolge der mittragenden Druckplatte des Treppenlaufes. Auch können die Wangenträger zum Teil nach oben, zum Teil nach unten über die Platte hervorstehen. Wird die Treppenhausmauer tragend ausgeführt, so braucht nur eine innere Wange ausgebildet zu werden. Bei einem Eisenbetonfachwerkbau sind beiderseitige Wangenträger notwendig.

Ergeben sich je nach Gestaltung des Treppenhausgrundrisses einfach oder doppelt geknickte Wangenträger, so können diese in der Regel wie frei aufgelagerte oder teilweise eingespannte Balkenträger berechnet werden. An den Knickstellen ist den etwa auftretenden, aufwärts biegenden Momenten durch entsprechende obere Eiseneinlagen Rechnung zu tragen. Treten an der Knickstelle Zugspannungen auf, so sind Eiseneinlagen, die zu Rifsbildungen im Beton Anlafs geben, zu vermeiden.

Bei Anordnung von massiven Brüstungen können diese zuweilen als Wangenträger benutzt werden, wie bei Abb. 5 der Treppe im Vestibül des Neubaues Deutsche Bank in Chemnitz, ausgeführt von Dyckerhoff & Widmann, Chemnitz.

Abb. 6.

e) Mitunter ist die Anordnung eines inneren Wangenträgers nicht erwünscht oder auch bei Fehlen von Stützpunkten, insbesondere bei runden Grundrifsformen, undurchführbar. Man wählt in solchen Fällen, wenn Laufplatte und Stufe getrennt ausgeführt werden sollen, die Lösung mit aus der Mauer oder Eisenbetonwandwangenträgern auskragenden Laufplatten. Bei Einspannung im Mauerwerk mufs dem Einspannungsmoment ein Gegenmoment widerstehen, das ein Vielfaches von ersterem betragen soll (siehe auch unter II b). Bei Einspannung in Eisenbetonwangenträgern ist bei Durchbildung derselben zu erwägen, ob der Wangenträger im Mauerwerk voll aufliegt oder ob er zwischen Stützen gespannt ist. Im ersteren Falle gibt der Wangenträger seine lotrechte Last an das Mauerwerk ohne weiteres ab und ist nur auf Verdrehen zu berechnen. Ein solches Beispiel ist in B. u. E. 1924, Heft 8, S. 104, behandelt: Haupttreppe im Bürogebäude der Badischen Anilin- und Sodafabrik, ausgeführt von Wayss & Freytag AG., Frankfurt a. Main (Abb. 6). Ist aber der Wangenträger zwischen Stützen gespannt oder derart aufgelagert, dafs er sich frei durchbiegen kann, dann mufs er auf Biegung und Verdrehen gerechnet werden.

II. Treppen mit biegungsfesten Stufen [1]).

Bei den unter I besprochenen Treppen ist die Stufe vom tragenden Teil vollständig abgesondert, kann daher aus jedem beliebigen geeigneten Baustoff bestehen. Bei reinen Betontreppen, wo also auch die Stufen aus Beton bestehen, liegt es daher nahe, die Stufe selbst auch statisch auszunutzen, um an Baustoff zu sparen.

a) Die einfachste Art der biegungsfesten Stufe ist die frei aufliegende mit Rechteckquerschnitt, die insbesondere bei Freitreppen aufserhalb von Gebäuden vorkommt. Sie ist gewöhnlich auf Wangenmauern aufgelagert, bei grofser Treppenbreite auch noch

[1]) Ueber freitragende eisenbewehrte Betontreppen in Theatern usw. s. Schlufs vom Abschnitt E.

in der Mitte unterstützt, so dafs die Stufe entweder als frei aufliegender oder als durchlaufender Träger berechnet und ausgeführt werden kann. Bei derartigen Freitreppen mufs darauf geachtet werden, dafs die Gründung der unterstützenden Mauern gut ausgeführt wird, damit sich die Treppe nicht infolge Setzung dieser Unterstützungsmauern vom besser gegründeten Gebäude loslöst (Stufen mit Gefälle für Wasserablauf).

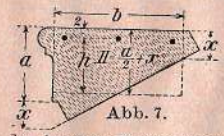


Abb. 7.

Statt des Rechteckquerschnitts wird man bei frei aufliegenden Stufen auch den Trapezquerschnitt verwenden. Diese Stufe kann unter der angenäherten Annahme der Druckfläche als Rechteck berechnet werden. Aus der Gleichsetzung der Momente der äufseren und inneren Kräfte unter Einsetzung des Hebelarms der inneren Kräfte (Entfernung von Druck- und Zugmittelpunkt) ergibt sich der erforderliche Eisenquerschnitt. Für die zwischen Wangenträgern gespannten biegungsfesten Stufen gelten über die Ausbildung der Wangenträger dieselben Grundsätze wie bei

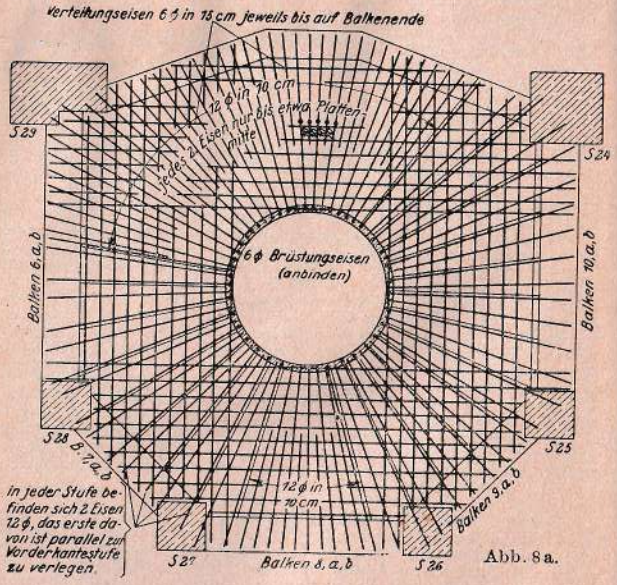


Abb. 8a.

den unter I d beschriebenen Ausführungen. Die Verwendung fabrikmäfsig hergestellter Stufen kommt nur dann in Frage, wenn die Auflagerung auf den Wangenträgern ohne Schwierigkeiten durchgeführt werden kann, also bei untenliegender Wange.

b) Aus denselben wie unter I e geschilderten Gründen ergeben sich auch bei biegungsfesten Stufen die Lösungen, nach denen

die Stufen entweder aus der Treppenhausmauer oder aus Wandwangenträgern ausgekragt werden. Diese Bauweise ist allgemein als die der frei tragenden Treppe bekannt. In Oesterreich wird vielfach jede Stufe für sich als Kragträger ausgebildet und von der nächsten sogar durch eine Fuge getrennt. In Deutschland läfst man die einzelnen Stufen zahnförmig ineinandergreifen, welche Ausführung wohl statisch unklarer ist als erstere, jedoch aus praktischen Gründen vorzuziehen ist. Die Berechnung geschieht in der Praxis unter Vernachlässigung der Lastverteilung auf mehrere Stufen mit genügender Sicherheit nach den Regeln des Kragträgers. Eingehendere wissenschaftliche Versuche s. Bauing. 1924, S. 578.

Für die Festigkeitsuntersuchung der dreieckigen Stufen ist die von Saliger herrührende Annäherungsberechnung gebräuchlich, den Stufenquerschnitt durch ein Rechteck von der Breite b und der Höhe $h = \frac{a}{2} + x - 2$ zu ersetzen (Abb. 7). Die zulässigen Beanspruchungen werden bei Kragstufen zweckmäfsig niedriger gehalten als bei anderen Bauarten und sind von Saliger mit $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{30}{800}$ empfohlen. Für diese ergibt sich:

$$x = 10{,}2\, l \sqrt{q} + 2 - \frac{a}{2}$$

$$f_e = 0{,}069\, b\, l \sqrt{q}$$

(a, b in cm, Armbreite l in m, q in t/m²).

Die Einspannungstiefe bei Einspannung im Mauerwerk hängt von dem Maß der Aus-

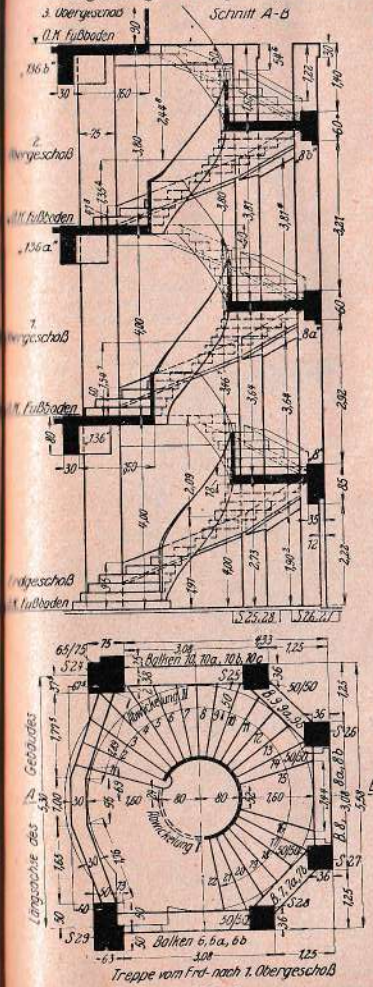


Abb. 8b.

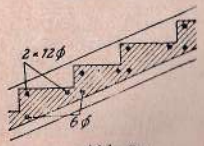


Abb. 8c.

kragung und dem auflastenden Mauergewicht ab und ist durch eine einfache Untersuchung zu bestimmen. Im allgemeinen genügt für eine frei tragende Länge bis zu 1,3 m eine Ein-

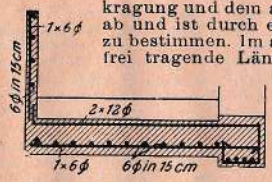


Abb. 8d.

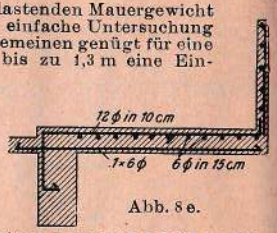


Abb. 8e.

spannungstiefe von 20 cm, von 1,3 bis zu 1,5 m eine solche von 25 cm, während für eine gröfsere Länge bis zu 2,0 m eine Einspannungstiefe von 30 cm erforderlich ist. Am sichersten wird die Einspannung bei Ausführung der Stufen im Zusammenhang mit der Aufmauerung erreicht.

Damit die Stufe als Kragträger sicher wirken kann, mufs eine genügende Sicherheit S gegen Kippen vorhanden sein, und ferner darf die Kantenpressung σ das zulässige Mafs nicht überschreiten.

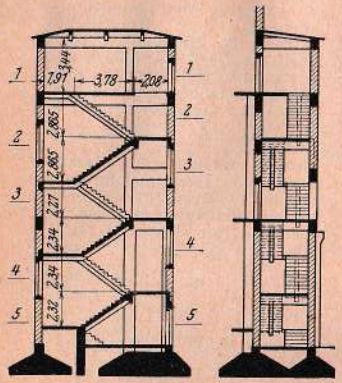


Abb. 9.
Normale Treppenausbildung in Eisenbetonkonstruktion in einem Fabrikgebäude (Ausf.: Hochtief AG., vorm. Gebr. Helfmann in Essen).

Abb. 10.
Treppe in Eisenbetonkonstruktion für das Stadionschwimmbad der Hauptstadt Breslau (Ausf.: Huta, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft, Breslau).

Bedeutet d die Mauerstärke, t die Einspanntiefe, l die Kragweite, G das auflastende Mauergewicht einschliefslich etwa vorhandener Decken, Treppen und Dach, a den Abstand von G von der Kippkante, q die Treppenbelastung (einschl. Nutzlast) für 1 m² Grundfläche, dann ist $S = \frac{\text{widerstehendes Moment}}{\text{angreifendes Moment}} = \frac{G \cdot a}{\frac{1}{2} q l^2}$.

Es ist mindestens zweifache Kippsicherheit zu fordern. Hierüber sind auch die jeweiligen ortspolizeilichen Bestimmungen zu

beachten. Ueber die Einspannung der Konsolen im Mauerwerk siehe Mörsch, Eisenbetonbau, 5. Aufl., II., S. 131.

Bei mangelnder Höhe der Uebermauerung kann man auch die Stufen in das darunterliegende Mauerwerk verankern.

Erfolgt die Einspannung der Stufen in Wandwangenträgern, so müssen diese auch auf Verdrehung berechnet werden. Ein ausgeführtes Beispiel dieser Art ist in Abb. 8a bis e dargestellt (kreisrunde Treppe in einem Fabrikgebäude in Grüna bei Chemnitz, ausgeführt von Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig).

Bei der Haupttreppe des „Ballinhauses" in Hamburg, ausgeführt von der Fa. Philipp Holzmann AG., Zweigniederlassung Hamburg, kragen die Treppenstufen aus einem im Grundrifs halbkreisförmig gekrümmten Wangenträger vor (s. Deutsche Bauzeitung 1925, Konstruktionsbeilage S. 67)

Abb. 11a.

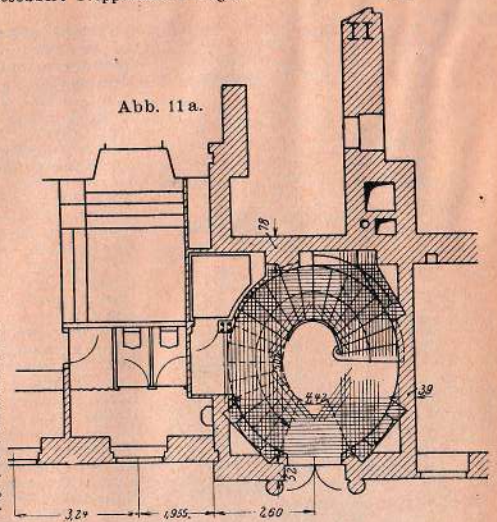
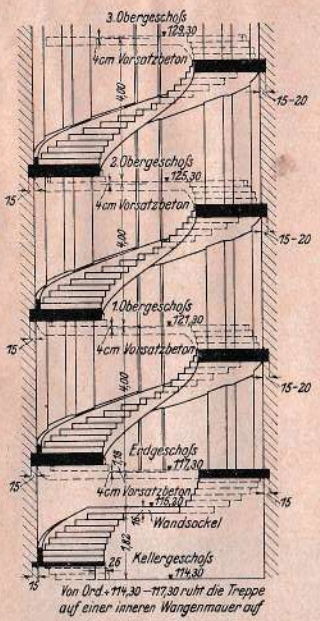


Abb. 11b.

III. Besondere Treppenausführungen.

Zu diesen zählen die doppelt gekrümmten Platten- und Wangentreppen, ferner die Turmtreppen. Windschiefe Platten werden oft angenähert in zwei oder mehrere Ebenen zerlegt, die dann als solche zu berechnen sind. In dieser Weise ist die in Abb. 11a u. b



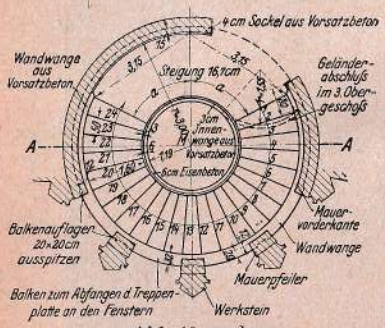


Abb. 12 a u. b.

abgebildete Treppe im Hoftheater in Weimar ausgeführt und berechnet worden, sowie auch die dreigeschossige Wendeltreppe im Neubau des Grassi-Museums in Leipzig (siehe Abb. 12 a und b). Ausführung Abb. 11 u. 12 Rud. Wolle, Leipzig.

Eine eigenartige Wendeltreppe ist in einem Krankenhause in Mukden in der Mandschurei zu finden. Dort ist eine Wendeltreppe in Verbindung mit einer gewendelten Rampe ausgeführt worden, da man mangels eines geeigneten Bedienungspersonals und wegen der Schwierigkeiten von Ausbesserungen von der sonst in Krankenhäusern üblichen Anordnung von Aufzügen glaubte absehen zu müssen. Einzelheiten der Treppe gehen aus Abb. 13 hervor. Näheres siehe B. u. E. 1928, S. 391.

In Automobilfabriken und Grofsgaragen macht sich oft die Ausführung von Rampenanlagen neben Treppen erforderlich. Im Neubau der Grofsgarage Schlotterbeck in Basel ist eine bemerkenswerte Ausführung zu finden, die im Bauing. 1928, Heft 50, S. 915 näher beschrieben ist.

Bei Abb. 14 — der von Wayss & Freytag A.G. ausgeführten Treppe im Hotel „Rotes Haus" in Strafsburg — sind die Wangen zu Treppenträgern ausgebildet, in denen die Einzelstufen eingesetzt sind. Die Wangen verlaufen geradlinig, krummlinig, spiralförmig und gehen, wie die Abbildung zeigt, als äufsere Wange der Treppe entlang oder stützen sich konsolartig gegen die Gebäudemauer (vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Auflage, Band XI, S. 357, und Mörsch „Der Eisenbetonbau" Band II, 1. Lieferung, S. 124).

Für genaue Berechnung der doppelt gekrümmten Platten sei verwiesen auf Müller-Breslau: „Neuere Methoden der Festigkeitslehre" und Marcus: „Der doppelt gekrümmte Träger und das schiefe Gewölbe im Eisenbetonbau", Wilh. Ernst & Sohn, Berlin. Ueber Turmtreppen lese man im Handb. f. Eisenbeton, Band XI, 3. Aufl., S. 412 nach. Als Turmtreppe ist die in Abb. 15 gezeigte Wendeltreppe im

Gaswerk Krefeld von Wayss & Freytag A.G., Frankfurt a. M., ausgeführt.

Ueber Treppenanlagen bei Brücken finden sich Angaben im „Brückenbau" 1916, Heft 2.

IV. Treppen aus einzelnen Werkstücken hergestellt und zusammengesetzt.

Fabrikmäfsig hergestellte einzelne Werkstücke aus Eisenbeton können in geeigneten Fällen zur Zusammensetzung von Eisenbetontreppen mit Vorteil verwendet werden, z. B. beim Einbau feuersicherer Treppen innerhalb bestehender Betriebe, bei denen ein Aufstellen von Schalung nicht angängig ist. Unter Umständen stellt sich diese Bauweise auch wirtschaftlich günstiger.

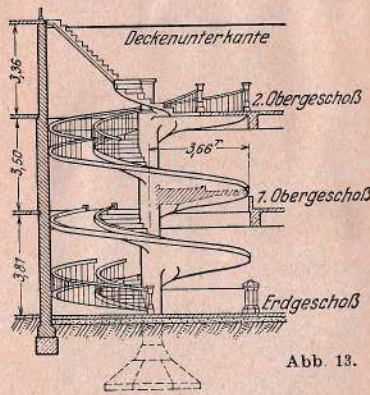


Abb. 13.

Bei Berechnung der Bewehrung fabrikmäfsig hergestellter Treppen sind die bei der Beförderung zur Verwendungsstelle auftretenden Beanspruchungen zu berücksichtigen.

Die verschiedenen Ausbildungsformen solcher Stufen (Kunststeinstufen) bilden ein besonderes Gebiet, auf das an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden soll. Ausführliches hierüber siehe E. Probst, Handbuch der Zementwaren- und Kunststeinindustrie; Schmid-Stuttgart, Ausführung und Berechnung der Kunststeintreppen; ferner Betonkalender 1932, Teil II, Probst: Kapitel Zementwaren und Kunststeine.

Als Beispiel sei in Abb. 16 eine Treppe der Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Berlin, gebracht, die als Nottreppe im Hafenspeicher Stettin ausgeführt wurde. Jede Treppenstufe besteht aus einer Setz- und Trittstufe sowie einem Quadrant-Ausschnitt der kreisrunden Mittelsäule. Zur

Abb. 14.

Ausführung der Mittelsäule wurden außerdem für jede Stufenlage drei weitere Quadrantstücke hergestellt.

C. Wirtschaftlichkeit der gebräuchlichsten Bauformen.

In B. u. E. 1924, S. 200, kommt Ing. A. Habel auf Grund von Vergleichsberechnungen zu folgenden Ergebnissen:

Die Treppe mit Laufplatte stellt sich meist teurer als die mit Wangenbalken, wird aber aus architektonischen Gründen meist bevorzugt.

Bei kurzen Lauflängen und grofsen Armbreiten ist sie etwas billiger als die frei tragende Treppe, aber teurer als die mit Wangenbalken. Bei aufsergewöhnlich langen und bei schmalen Treppenarmen sind die frei tragenden Stufen am billigsten. Bei gröfseren Armbreiten und den in der Praxis üblichen Lauflängen ist die Treppe mit Wangenbalken die wirtschaftlichste Bauform. Man kann sich bei Veranschlagungen der Formel

1 m Stufe =
0,08 m³ Beton
5 kg Eisen
0,9 m² Schalung

bei allen möglichen Armbreiten bedienen.

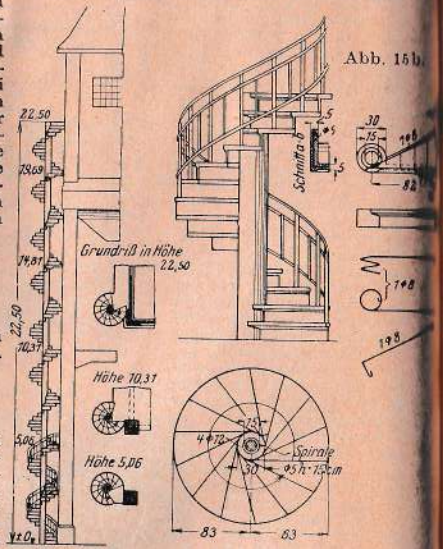


Abb. 15b.

Abb. 15c.

Abb. 15a.

D. Belag der Stufen.

Als Baustoffe für den Belag kommen in Betracht Holz, natürlicher Stein, Steinholz, Asphalt, Zementestrich, Hartbrandsteine, Terrazzo oder Linoleum mit besonderer Vorstofsleiste.

Beim Holzbelag verwendet man am besten Eiche, wogegen Buche sich leicht wirft. Das Holz soll vorher mit Leinöl gestrichen werden, um etwa noch vorhandener Betonfeuchtigkeit zu begegnen. Die Befestigung der 3 bis 5 cm starken Bohlen geschieht mittels Holzschrauben aus Messing auf vorher einbetonierten Holzdübeln oder auch mit Steinschrauben allein. Auch Verlegen von Holzbelag auf Beton in Asphalt ist gebräuchlich. Die Setzstufen können mit dünnen Brettern verkleidet werden oder werden einfach verputzt. Für Beläge aus natürlichen Steinen wählt man Marmor- oder Granitplatten, die mit Kitt oder Trafsmörtel auf Beton befestigt werden. An Stelle von Stein- und Holzplatten nimmt man neuerdings vielfach Linoleum oder auch nur Estrich in Verbindung mit Treppenvorstofsschienen, die, an der Kante der Stufe liegend, auf verschiedene Weise im Beton befestigt werden. Am besten soll sich als Belag Gufsasphalt mit 22 vH. Zusatz von Quarzsand auf fester Unterlage in einer Stärke von 2 cm ohne Stofsleiste bewährt haben. Von Vor-

stofsschienenausführungen sind am gebräuchlichsten die Prinzco-Schiene der Metallwarenfabrik Prinz & Co., Ohligs, Rheinland, und die Mannstaedt-Schiene der Rheinisch-Westfälischen Klöckner-Werke AG., Troisdorf b. Köln.

Bei Treppen mit starkem Verkehr ist in neuester Zeit der Stahlbetonestrich nach dem Verfahren von Prof. Kleinlogel mit bestem Erfolg angewendet worden. Bei diesem Belag erübrigt sich auch die Verwendung von Vorstofsschienen, da die Kanten durch den Estrich auch genügend geschützt sind. Näheres hierüber ist aus den Druckschriften der Stahlbeton Kleinlogel AG., Berlin, zu entnehmen.

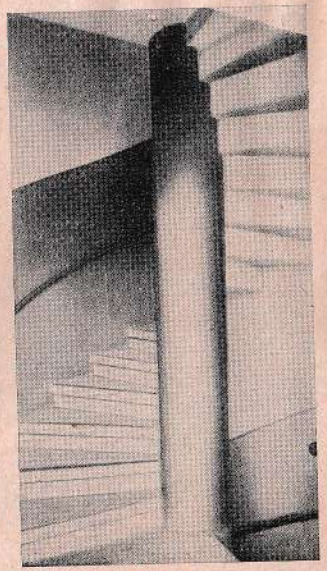


Abb. 16.

E. Bedingungen und Vorschriften.

Für die Berechnung von Eisenbetontreppen sind die „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton" Stand April 1937 zu berücksichtigen. Die darin aufgeführten Bedingungen für die Ausführung finden sinngemäfse Anwendung.

Es sei ferner verwiesen auf: Gehler, Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932; Löser, Bemessungsverfahren 5. Aufl. 1937 und Ergänzung dazu; Roll, Erläuterungen und Hilfswerte zu den Bestimmungen für Ausführung von Steineisendecken.

DIN 1967, Abschnitt IV, Beton- und Eisenbetonarbeiten, D, Aufmafs und Abrechnung, Ziff. 15, Treppen.

Im übrigen sind die einzelnen Sonderbestimmungen der verschiedenen Grofsstädte für Treppenkonstruktionen zu beachten.

Ueber Belastungsannahmen s. die Bestimmungen der verschiedenen Länder (vgl. Deutscher Beton-Verein E. V., Eisenbetonbau, Band I, 1926, S. 118 u. 120).

In Preufsen gelten die Preufs. Ministerial-Vorschriften vom 24. Dez. 1919 (s. Teil I, 1928, S. 137):

Nutzlast für Treppen, Treppenpodeste und Treppenzugänge 500 kg/m². Für Abschlufsgeländer von Treppen und Balkonen ist eine in Holmhöhe nach aufsen wirkende Seitenkraft von 40 kg/m² anzunehmen. In Theatern, Lichtspielhäusern und Versammlungsräumen statt dessen eine Seitenkraft von 100 kg/m.

Im „Zentralblatt der Bauverwaltung vereinigt mit Zeitschrift für Bauwesen" (Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin), Heft 16 vom 22. April 1931, S. 252, ist ein Erlafs des preufs. Ministeriums für Volkswohlfahrt enthalten, wonach nach den gemachten Erfahrungen keine grundsätzlichen Bedenken bestehen, dafs freitragende Treppen aus eisenbewehrten Betonwerksteinstufen bei Theatern, Versammlungsräumen, Zirkusanlagen und Lichtspieltheatern im Dispenswege zugelassen werden.

Dachbauten.

Bearbeitet von **H. J. Kraus**,
Oberingenieur
der Allgemeinen Hoch- und Ingenieurbau-Aktiengesellschaft,
Düsseldorf.

Allgemeines.

a) Vorzüge des Eisenbetons für den Dachbau im allgemeinen: Feuersicherheit, Fortfall jeglicher Unterhaltung durch Anstrich od. dgl., Freihaltung des Dachraumes von störenden Stützen, bequeme Anpassung an jede Dachausmittlung und Dachneigung; Anwendungsmöglichkeit für Konstruktionen einfachster (frei aufliegende Platten) und schwierigster Art (Hallen und Kuppelkonstruktionen), Sicherheit geg. Zerstörung durch Brandbomben bei Fliegerangriffen.

b) Vorzüge gegenüber Dächern in Stahlkonstruktion: Keine Unterhaltungskosten, keine oder geringere Staubablagerungsflächen, was für manche Fabrikbetriebe (Textilindustrie) wichtig ist; Feuersicherheit. Bei kleineren (bis 10 m) und mittleren Spannweiten (bis 15 m) sind die Herstellungskosten im allgemeinen billiger als bei Stahlkonstruktionen mit massiver Dachhaut.

c) Vorzüge gegenüber Dächern in Holzkonstruktion: Wie unter b) mit Ausnahme der Herstellungskosten; dafür sind Holzkonstruktionen um so feuergefährlicher.

Die statische Berechnung.

1. Vorschriften und Belastungsangaben.

a) Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von 1932 (s. I. Teil)[1].

b) Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau. 15 Ausgabe[2]).

1. Schneelast s. I. Teil, S. 125.

2. Winddruck s. I. Teil, S. 125. Bedeutet w_0 den Winddruck auf 1 m² einer zur Windrichtung senkrechten, ebenen Fläche F, so ist bei beliebigem Anfallswinkel α der auf F entfallende, senkrecht zu ihr wirkende Winddruck mit $W = w_0 \cdot F \cdot \sin^2 \alpha$ und entsprechend (Abb. 1):

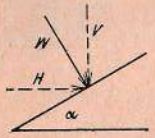


Abb. 1.

$$\left.\begin{aligned} V &= w_0 \cdot \sin^2 \cos \alpha \\ H &= w_0 \cdot \sin^2 \alpha \\ W &= w_0 \cdot \sin^2 \alpha \end{aligned}\right\} \text{für 1 m² Dachfläche;}$$

ferner

$$\left.\begin{aligned} V &= w_0 \cdot \sin^2 \alpha \\ H &= w_0 \cdot \sin^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha \\ W &= w_0 \cdot \sin \alpha \operatorname{tg} \alpha \end{aligned}\right\} \text{für 1 m² Grundfläche.}$$

3. Sonstige Gewichts- und Belastungsangaben s. I. Teil. Für alle Deckenplatten und Pfetten ist in der Mitte, sofern die auf sie entfallende Wind- und Schneelast weniger als 200 kg beträgt, unter Außerachtlassung dieses Schnee- und Winddruckes eine Einzellast von 100 kg anzunehmen für Personen, die das Dach betreten. Das größere aus beiden Belastungsfällen sich ergebende Moment ist für die Querschnittbemessung maßgebend. Bei Aufstellung der Belastung ist das Gewicht der Eindeckung zu berücksichtigen.

2. Ermittlung der Biegungsmomente und Bemessung der Querschnitte.

a) Platten.

Für die Stützweite l, die Gesamtbelastung (Schnee, Wind, Eindeckung und Eigengewicht) je m² q, das Gewicht der Eindeckung und des Eigengewichtes je m² g und die Einzellast P von 100 kg (s. vorstehend unter 1) können die Biegungsmomente z. B. mit Hilfe der im I. Teil enthaltenen Tafeln und Zahlenwerte für durchlaufende Träger ermittelt werden. Nach den unter 1a angeführten Bestimmungen muß die Dicke der Dachplatten mindestens 5 cm betragen.

[1]) Vgl. RdErl. d. Pr. FM. v. 16. 2. 1937 — Bau 1821/15. 2. — betr. Ersparnis von Stahl u. Bau 2932/15. 2. — betr Aenderungen der Best. v. 1932. Berlin. Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

b) Pfetten.

Die Pfetten dienen zur Auflagerung der Dachhaut und sind in statischer Beziehung Balken, d. h. solche Tragwerke von gerader, bogenförmiger oder geknickter Stabachse, die nur lotrechte Stützendrücke hervorrufen. Die Biegungsmomente sind ebenfalls nach der unter 2a gegebenen Anweisung zu ermitteln.

Bezüglich der Belastung ist folgendes zu berücksichtigen: Der senkrecht unter einer geneigten Dachfläche stehende Pfettenquerschnitt nach Abb. 2 wird von der vollen, senkrecht wirkenden Belastung auf Biegung beansprucht; der winkelrecht zur Dachhaut stehende Querschnitt nach Abb. 3 wird nur von einem Teil der senkrechten Belastung auf Biegung beansprucht. Der Lastanteil ergibt sich durch Zerlegung der senkrechten Last in je eine Komponente parallel und winkelrecht zur Dachfläche. Letztere Komponente ergibt die Belastung der Pfette, während erstere im allgemeinen von der Steifigkeit der Dachhaut aufgenommen wird. Bei sehr steilen Dachflächen ist jedoch der Nachweis der Spannungen für die parallel zur Dachhaut wirkende Komponente zu empfehlen.

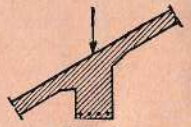


Abb. 2.

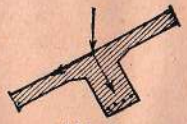


Abb. 3.

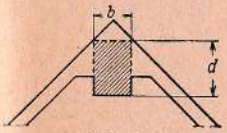


Abb. 4.

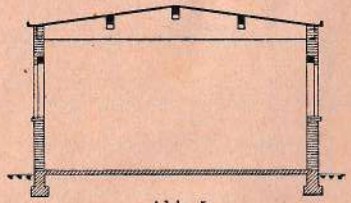


Abb. 5.

Bezüglich der Bemessung der Dreieckquerschnitte für die Feldmomente der Firstpfetten wird auf Mörsch, „Der Eisenbetonbau", 6. Aufl., S. 308 und 326 verwiesen. Häufig kann in solchem Fall ein Rechteckquerschnitt nach Abb. 4 zugrunde gelegt werden, um eine zeitraubende Berechnung zu ersparen[1]).

c) Tragwerke.

Die Tragwerke oder Binder, deren Form sich aus der Gestaltung des Daches ergibt, dienen zur Aufnahme der Lasten von Dachhaut und Dachpfetten, falls diese nicht auf tragende Mauern gelagert sind; die Berechnung der Dachbinder ist abhängig von ihrer geometrischen Form und dem der Berechnung zugrunde gelegten System.

[1]) Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., VI. Band, S. 121. Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.

Der frei aufliegende Balken als Dachbinder findet bei flachen Dächern von kleiner Spannweite Anwendung nach Art der Abb. 5. Durch das Dachgefälle ergeben sich am Auflager häufig geringe Querschnittshöhen, was die Aufbiegung einer Anzahl Eisen bzw. die Anordnung einer reichlichen Zahl von Bügeln zur Aufnahme der Schubkräfte erforderlich macht (Abb. 25).

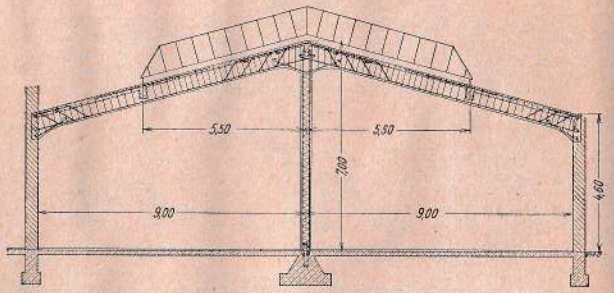


Abb 6. Appreturhalle in M.-Gladbach.

Der durchlaufende Balken kommt als Tragwerk bei flachen und steilen Dächern vor. Abb. 6 zeigt die Anwendung bei einer zweischiffigen Halle. Bei dem später auszuführenden Dach in Abb. 7 wird der durchlaufende Träger auf vier Stützen als Dachbinder verwandt; vor dem Aufbau dient die Decke über dem Erdgeschoß als Dach. Die Träger dieser Decke sind über die Endauflager hinaus als Konsolbalken zur Aufnahme der Schutzdächer über den beiderseitig angeordneten Laderampen ausgebildet.

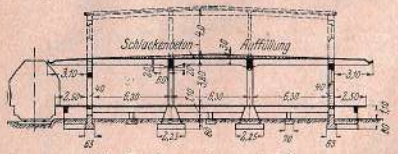


Abb. 7. Lagerhaus in Bonn.

Die Ermittlung der Biegungsmomente und Auflagerkräfte kann entweder durch Aufstellung der Dreimomentengleichung oder durch Ablesen aus den für gleiche und auch ungleiche Spannweiten aufgestellten Tabellen (vgl I. Teil) geschehen.

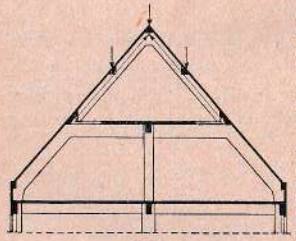


Abb. 8.

Der Dreigelenkbogen, der hier besser als Dreigelenkrahmen bezeichnet wird, findet Anwendung bei den Spitzen von Satteldächern (Abb. 8), bei Sägedächern (Abb. 9) und bei solchen bogenförmigen Dachbindern, deren Stabachse sich der Stützlinie der zugehörigen Belastung nähert.

Der flache, parabolische Bogen, mit oder ohne Gelenke, wird hauptsächlich bei Spannweiten bis zu 25 m verwandt. Wird

das Bogendach in der Längsrichtung nicht durch ein Oberlicht oder einen Laternenaufbau unterbrochen, so kann es als glattes Bogendach nach Abbild. 10 ausgebildet werden; Abb. 11 zeigt die Ausbildung als Bogenrippendach bei Vorhandensein eines Längs-Oberlichtes oder Entlüftungsaufbaues. Der Bogenschub wird durch Zugbänder, für deren gute Verankerung an den Auflagern zu sorgen ist, oder durch genügend starke Widerlager aufgenommen. Die Gelenkausbildung kann nach Abb. 12 durch eine Papplage in den beiden äufseren Dritteln des Gelenkquerschnittes und durch Ueberkreuzen der Eisenbewehrung erfolgen, wenn man auf eine Ausbildung der Gelenke nicht ganz verzichten will.

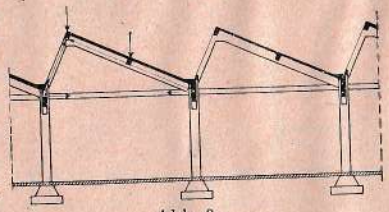


Abb. 9.

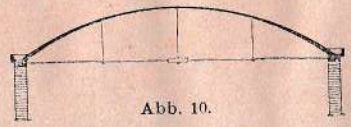


Abb. 10.

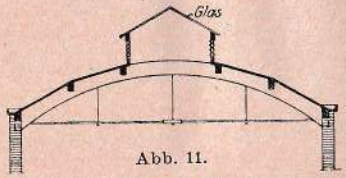


Abb. 11.

Abb. 12.

Rahmenbinder von einfach oder mehrfach statischer Unbestimmtheit finden in mannigfachster Anordnung und Ausbildung Anwendung als zweistielige Rahmen mit oder ohne Fufsgelenke, als mehrstielige Rahmen mit mittleren Pendelstützen, mit steif an dem Rahmenriegel angeschlossenen Mittelstützen und mit oder ohne Fufsgelenke u. dgl. Bezüglich der Berechnung wird auf das einschlägige Schrifttum verwiesen.

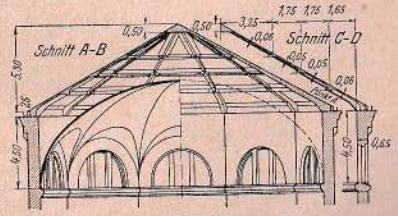


Abb. 13.

Zeltdächer nach Abb. 13 (Zeltdach des Landesgefängnisses in Mannheim) mit Gratsparren als Binder und Ringträgern als Pfetten, werden meist als statisch bestimmte Konstruktionen aufgefafst und nach der Theorie der Schwedler-Kuppel berechnet (s. Hertwig, Schwedler, Berlin 1930, und

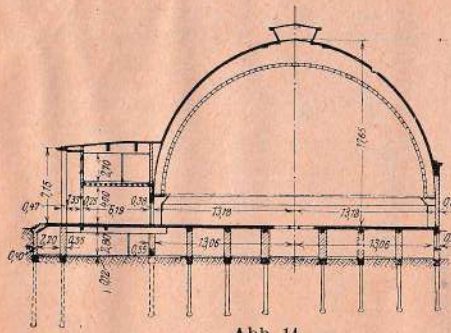


Abb. 14.

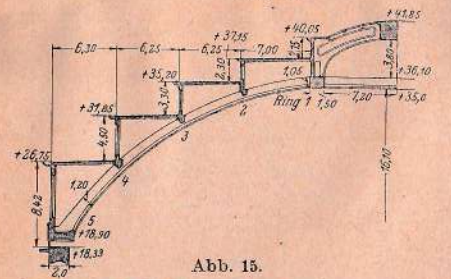


Abb. 15.

Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., Band VI, S. 355, Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn).

Kuppeldächer sind je nach ihrer Ausführungsart:

Vollkuppeln, d. h. Kuppeln ohne vorstehende Tragrippen und Ringträgern nach Abb. 14[1]) (Kuppel des Planetariums in Mannheim), oder Rippenkuppeln, die je nach der Zahl der angeordneten Ringträger statisch unbestimmt sind (s. Abb. 15, Kuppel der Jahrhunderthalle zu Breslau)[2]). Bezüglich der statischen Berechnung s. „Handbuch für Eisenbetonbau", 4. Aufl. Band VI, S. 341. Bei den Zelt- und Kuppeldächern ist der guten Aufnahme der am Kämpfer derselben auftretenden waagerechten Kräfte, die in Ringkräfte umgewandelt werden, gröfste Aufmerksamkeit zu schenken.

Bauliche Ausbildung und Einzelheiten.

a) Dicke und Bewehrung der Dachplatten.

Risse treten in dünnen Dachplatten leichter auf als in dicken, da aufstrahlende Sonnenwärme und niedrige Wintertemperaturen auf erstere plötzlicher und stärker einwirken. Infolgedessen ist bei dünnen Platten die reichliche Anordnung von Verteilungseisen zu empfehlen. Zweckmäfsig ist die Anwendung von kreuzweis bewehrten Platten wegen der gegen Temperatur- und Schwindrisse günstigen Bewehrung. Knickpunkte in Dachplatten nach Abb. 16 sind nach „Deutsche Best. 1932", A, § 14 Abs. 1 e, so auszubilden, dafs geknickte und gebogene Zugeisen, durch deren Beanspruchung ein Absprengen der Betonumhüllung eintreten kann, vermieden werden. Die Länge der Uebergreifung ergibt sich aus der zulässigen Haftspannung von 5,0 kg/cm². Die Führung der Eisen nach Abb. 17 und die Aufnahme der am Knickpunkt entstehenden Seitenkräfte durch Bügel, wie bisher vielfach üblich war, ist also nicht statthaft.

[1]) B. u. E. 1923, S. 46 u. 293.
[2]) B. u. E. 1922, S. 193, und 1925, S. 341.

b) Anordnung und Ausführung der Trennungsfugen.

Den Trennungsfugen ist im Dachbau eine besondere Bedeutung zuzumessen, da die Dächer in viel gröfserem Mafse dem Wechsel der Temperatur und damit der Ausdehnung und dem Schwinden ausgesetzt sind als andere Gebäudeteile. Vorschriften über Lage und Entfernung der Trennungsfugen werden nicht gemacht; die Erfahrung lehrt, dafs es empfehlenswert ist, möglichst kleine Abstände für die Fugen zu wählen, und zwar unter Berücksichtigung der Gestaltung des Grundrisses sowie der Jahreszeit, in welcher die Herstellung erfolgt, bzw. der Temperatur, welche zur Zeit der Herstellung vorhanden ist.

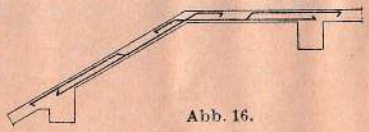


Abb. 16.

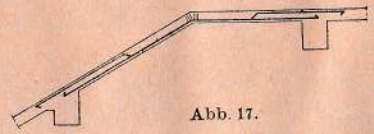


Abb. 17.

Die Ausbildung einer Trennungsfuge durch Anordnung einer Doppelstütze und einer Doppelpfette zeigt Abb. 18. Diese Anordnung ist zu empfehlen, weil kein Schleifen oder Reiben eines Betonteiles auf einem anderen erfolgt; die links und rechts von der Fuge stehenden Konstruktionen sind voneinander unabhängig. Die Ausführungsart wird durch das Hinzukommen einer zweiten Stütze und Pfette verhältnismäfsig teuer; bei ersterer ist zu berücksichtigen, dafs nach den „Deutschen Best. 1932", A, § 28, Endstützen auf Biegung zu berechnen sind.

Abb. 19 u. 20 zeigen eine andere Ausführung der Trennungsfuge. Hier wird die Fuge dadurch gebildet, dafs der eine Träger auf einer

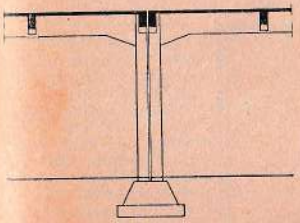


Abb. 18.

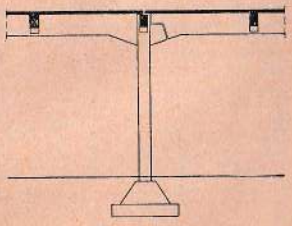


Abb. 19.

in der Verlängerung des anderen Trägers angeordneten Konsole ruht. Die Deckenplatte liegt in der Einkerbung einer an der Fuge entlang laufenden Dachpfette; die Höhe der Einkerbung ist gleich der Plattendicke und die Breite beträgt etwa 8 bis 10 cm. Bei dieser Ausführung ist auf eine sehr sorgfältige Ausführung der Auflager, insbesondere für die Träger, zu achten, da durch die Reibung des Trägers auf der Konsole leicht Schäden an der Konsole und an dem oberhalb der Konsole liegenden Trägerstück eintreten können. Empfohlen wird eine Zwischenlage aus zwei

vollkommen ebenen Blechen von 2 bis 3 mm Dicke (Abb. 20), die durch eiserne Dollen mit der Konsole bzw. mit dem darüberliegenden Trägerstück verbunden werden. Um eine Abbröckelung der Kanten zu verhüten, wird entlang der Trennungsfuge der Träger an den Ansichtsflächen eine tiefliegende Fuge von drei-

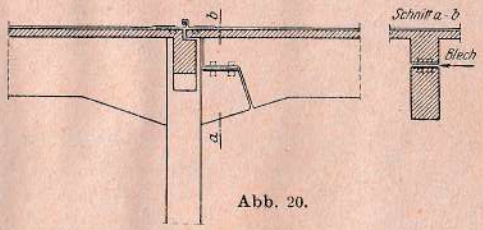


Abb. 20.

eckförmigem Querschnitt angeordnet, was auf einfache Weise durch Annageln von Dreikantleisten an die Schalung geschehen kann.

Eine ähnliche Behandlung kann bei Ausbildung des Plattenauflagers auf der Pfette Platz greifen. Es ist jedoch hier nicht eine so grofse Vorsicht notwendig wie bei den Trägern, da die Belastung auf die Flächeneinheit des Auflagers bedeutend kleiner als bei den Trägern und infolgedessen auch die in der Fuge entstehende Reibung geringer ist. Man kann hier schon durch Einlegung von Pappe eine genügende Wirkung erzielen.

Wichtig ist, dafs die Trennungsfugen auch an den Aufsenmauern durchgeführt werden, da sonst ein Reifsen der Frontmauern zu erwarten ist.

Bei Ueberdeckung der Trennungsfuge durch Pappe oder durch sonstige durchgehende Eindeckstoffe ist auf die Fuge insofern Rücksicht zu nehmen, als das Deckmaterial über der Fuge den Bewegungen der Betonplatte folgen können mufs. Man erreicht dies zweckmäfsig durch zwei Zinkstreifen, die zu einem Wulst zusammengebogen sind; diese verbürgen eine dichte Eindeckung der Fuge. Falls die Betonkonstruktionen im Innern einen Verputz erhalten, wird die Trennungsfuge nicht überputzt; sie ist vielmehr im Putz zu betonen, um die Fuge als konstruktive Anordnung besonders hervortreten zu lassen.

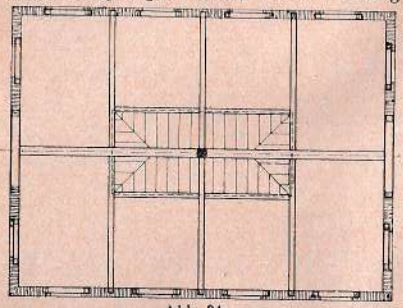


Abb. 21.

c) Anordnung von Oberlichtern.

Oberlichter sollen in der Dachdecke so vorgesehen werden, dafs sie möglichst nicht von Trägern durchschnitten werden, da hierdurch in dem darunterliegenden Raum unter Umständen störende Schatten entstehen. Insbesondere ist eine Anordnung nach Abb. 21 zu verwerfen, weil eine unter einem Oberlicht stehende Stütze stets schlecht wirkt. Im allgemeinen sollen die Oberlichter

nur zwischen die Pfetten gelegt werden. Zu empfehlen ist, die Oberlichter möglichst neben den Dachpfetten oder neben den Bindern mit einem gewissen Abstand von der Pfette bzw. dem Binder anzuordnen (Abb. 22), da

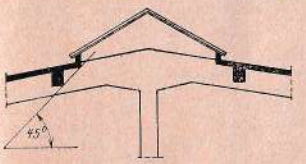


Abb. 22.

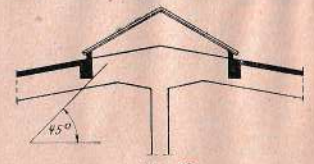


Abb. 23.

dann die Lichtzufuhr günstiger ist als nach der Ausbildung in Abb. 23 und der Druckgurt des Plattenbalkenquerschnitts erhalten bleibt.

d) Arbeiten an der Baustelle.

Die Herstellung der Dachdecken gestaltet sich oft schwieriger als bei den Geschofsdecken, weil die Dachflächen häufig sehr steil und je nach der Dachausmittlung für die Baustoffheranschaffung schwerer zugängig sind.

Bei Verwendung von Gufsbeton fallen die Schwierigkeiten für die Heranschaffung des Betons fort; im allgemeinen ist Gufsbeton bei Herstellung von Dachdecken wegen der geringen Abmessungen derselben nicht zu empfehlen.

Die Absteifung für die Schalung ist so anzuordnen, dafs die beim Stampfen schräger Flächen entstehenden schräg gerichteten Kräfte aufgenommen werden. Die Steifen sind deshalb sorgfältig zu verstreben; unter Umständen sind die Steifen schräg, annähernd in der Richtung der beim Stampfen entstehenden, schrägen Kräfte zu stellen.

Steile Dachdecken von gröfserer Dicke erfordern oft die Anwendung einer doppelten Verschalung, weil die Decke sich dann der Stellung einer Wand nähert; auf eine sorgfältige Verbindung von Aufsen- und Innenschalung ist zu achten, damit sie dem Druck der nicht abgebundenen Betonmasse, die in diesem Falle wohl als Gufsbeton eingebracht wird, gewachsen ist. Steile Dachdecken von geringer Dicke können unter Umständen auch ohne Einschalung der Oberflächen, also ohne Aufsenschalung hergestellt werden, wenn man den Beton mit möglichst geringem Wasserzusatz herstellt und an die Schalung mit leichten Stampfern anklopft.

Dachkonstruktionen sind infolge ihrer geringen Abmessungen gegen Frostschäden besonders empfindlich; falls bei Frostwetter betoniert werden soll, kann dies nur geschehen, wenn besondere Vorkehrungen zur Verhütung von Frostschäden getroffen werden (vgl. I. Teil u. Kap. Bauausführung)[1].

Das Ausschalen mufs mit besonderer Vorsicht geschehen, da die Dachdecken zum Unterschied von Geschofsdecken sofort nach der Ausschalung einen erheblichen Teil der rechnungsmäfsigen Last aufzunehmen haben.

e) Dachdecken aus fertigen Platten.

Fabrikmäfsig hergestellte Platten aus Kies- oder Bimsbeton, wobei letztere wegen ihres leichten Gewichts häufiger zur Anwendung kommen, werden meistens dann verlegt, wenn die Tragkonstruktion aus Stahl hergestellt ist. Bei Dächern für Gebäude besonderer Art, z. B. bei Kesselhäusern, chemischen Fabriken oder sonstigen Bauwerken, in denen mit einer Explosionsgefahr gerechnet werden mufs, werden häufig fabrikmäfsig hergestellte Betonplatten auf Tragkonstruktion aus Stahl oder Eisenbeton verlegt, um dem etwa auftretenden, von innen wirkenden Explosionsdruck möglichst geringen Widerstand entgegenzusetzen.

[1]) Böhm, Das Betonieren bei Frost. Berlin 1935, Wilh. Ernst & Sohn.

f) Isolierung der Dachdecken.

Eine Isolierung der Dachdecken gegen die Aufsentemperatur wird z. B. bei den Dächern von Färbereien, die unbedingt tropfsicher sein sollen, oder auch bei solchen Räumen, die als Arbeitsplätze dienen und im Winter gegen das Eindringen von Kälte, im Sommer gegen das Eindringen von zu grofser Wärme geschützt sein sollen, verlangt.

Eine verhältnismäfsig billige Isolierung erhält man durch Auffüllung einer 5 bis 8 cm dicken Schicht Magerbeton aus gut ausgebraunter Kesselasche auf die Dachoberfläche; im Westen Deutschlands wird hierfür häufig Bimsbeton genommen, dessen Preis sich hier wegen der Nähe der Gewinnungsstelle des Bimssandes verhältnismäfsig niedrig stellt. Gut isolierend wirken Kork-, Torf-, Pflanzenfaserstoff- oder Leichtbetonplatten, welche auf der Oberfläche der Dachdecke verlegt werden und in verschiedenen Dicken erhältlich sind. Sehr wirksam ist die Unterhängung einer Rabitzdecke oder einer sonstigen Putzdecke im Innern des Raumes. Diese Ausführung ist verhältnismäfsig teuer, aber in manchen Fällen auch als am sichersten wirkend zu empfehlen. Bei Anhängung einer Putzdecke an die Eisenbetondecke ist es ratsam, schon beim Betonieren Holzdübel oder verzinkte Drahtschlaufen zur Befestigung der anzuhängenden Putzdecke mit einzubetonieren. Durch Anwendung von Füllkörper-Rippendecken wird ebenfalls eine gute Isolierung erzielt (vgl. auch „Massive Decken" II. Teil).

g) Befestigung der Dachdeckung.

Klebedächer aus doppelter Papplage oder ähnlichen Materialien kommen verhältnismäfsig häufig für die Eindeckung von Eisenbetondächern in Frage, weil diese Eindeckungsart am billigsten ist. Es brauchen dann nur die einzudeckenden Betonflächen geglättet zu werden und sind damit nach genügender Austrocknung zur Aufnahme der aufzuklebenden Dachpappe vorbereitet.

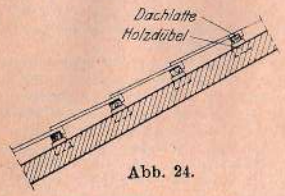


Abb. 24.

Bei Eindeckung mit Ziegeln, Schiefer, Zink, Kupfer u. dgl. werden beim Betonieren Dübel nach Abb. 24 mit einbetoniert, worauf die Dachlatten zur Aufnahme der Dachziegel oder die Unterlaghölzer zur Aufnahme der Schalung für Schiefer oder ähnliche Eindeckungsarten befestigt werden. Bei Anordnung von durchlaufenden Latten entsteht der Nachteil, dafs Dachpfetten oder Dachbinder, oder sogar die Dachplatten, falls die Latten quer zur Lage der Bewehrung gelegt sind, in ihrer statischen Höhe beschränkt werden.

Die Eindeckung über den Trennungsfugen s. S 152.

h) Vorkehrungen zur Sicherung gegen Fliegerangriffe[1]).

Dächer aus Eisenbeton können als genügend sicher gegen Einwirkungen von Brandbomben angesehen werden, während Dachkonstruktionen nach den heute üblichen Ausführungen gegen Zerstörung durch Sprengbomben nicht gesichert werden können. Ein gewisser Schutz gegen Sprengbomben, insbesondere bei flachen Dächern, kann durch Aufbringen von Bimsbeton oder Beton aus anderem Leichtbaustoff in entsprechend grofser Dicke erzielt werden, da hierdurch die Durchschlagkraft der fallenden Bomben verringert wird.

Zur Herstellung des Dachgefälles wird die Betonauffüllung zweckmäfsig mit entsprechender Neigung versehen.

Die Widerstandsfähigkeit der Dachdecke gegen Bombenabwurf wird erhöht durch das Einlegen von Drahtnetzen aus Rundeisengeflecht, Baustahlgewebe oder ähnlichen Bewehrungseisen (vgl. I. Teil).

Decken mit Füllkörpern, sog. Hohlkörperdecken, und Decken zwischen Stahlträgern sind weniger widerstandsfähig als reine Eisenbetondecken.

[1]) Vgl. D. Bauztg. Mitt. 1933, S. 774; Bauwelt 1934, S. 138; B. u. E. 1929, S. 254 u. f., S. 269 u. f., 1933, S. 115, und Bauing. 1932, S. 79 u. f.

Anwendungsbeispiele.

1. Balkendächer.

Eine Dachkonstruktion eines Ofenhauses mit frei aufliegendem Balken als Tragwerk s. Abb. 25. Eine Ausführung der Binder als Rahmen war hier unzweckmäfsig, weil diese an einer Seite auf Stützen des bestehenden Nachbargebäudes aufgelagert werden mufsten. Da das Oberlicht sich beinahe über die ganze Länge des Gebäudes erstreckt, also auch über den

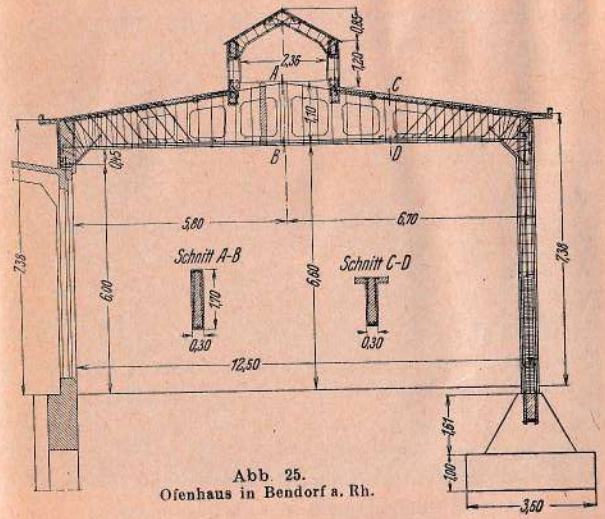


Abb. 25.
Ofenhaus in Bendorf a. Rh.

Tragbalken nicht unterbrochen ist, ergab sich für die Bemessung der letzteren in Balkenmitte ein Viereckquerschnitt. Für die Schubsicherung war an den Auflagern eine reichliche Anordnung von Schrägeisen erforderlich. Zur Belebung der Ansichtsflächen des Balkens wurden um Schalbrettdicke vertiefte Spiegel angeordnet, die aus der Abbildung zu ersehen sind. Der Winddruck auf die Aufsenwand wird durch die Ausmauerung auf die in derselben in 6,48 m Abstand stehenden Stiele übertragen. Letztere sind zur Aufnahme des Winddrucks als unten eingespannte, oben frei aufliegende Träger konstruiert. Die am Stützenkopf auftretende Auflagerkraft aus dem Winddruck geht durch den Binderbalken auf das bereits früher errichtete und zum Ofenhaus parallel stehende Gebäude über, welches die gleiche Achsaufteilung wie das Ofenhaus hat und das für die Aufnahme dieser Kräfte geeignet war.

Das Dach in Abb. 26 wurde über dem oberen Geschofs eines als Fabrikationsraum dienenden Gebäudes errichtet[1]). Die Binder sind gröfstenteils frei aufliegende Balken mit überragenden Enden. Letztere tragen die Oberlichter; die Bindergurte sind hier also nicht unter den

[1]) Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., VI. Band, S. 7, Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn und B. u. E. 1933, S. 150.

Oberlichtern durchgeführt worden. Die verschiedene Neigung der Kragarme ergab sich aus der Dachausmittlung. Die Oberlichter wurden mit Rücksicht darauf, dafs das Licht von oben noch durch die Deckenausschnitte von zwei übereinanderliegenden Geschossen durchfallen sollte, besonders grofs gewählt. Die Dachflächen, die mit zwei Lagen Pappe eingedeckt sind, haben eine Neigung von 18° bzw. 28°.

Die Halle (Abb. 27a u. 27b) der Aktien-Gesellschaft Charlottenhütte in Niederschelden a. d. Sieg hat eine Länge von 150 m und eine Breite von

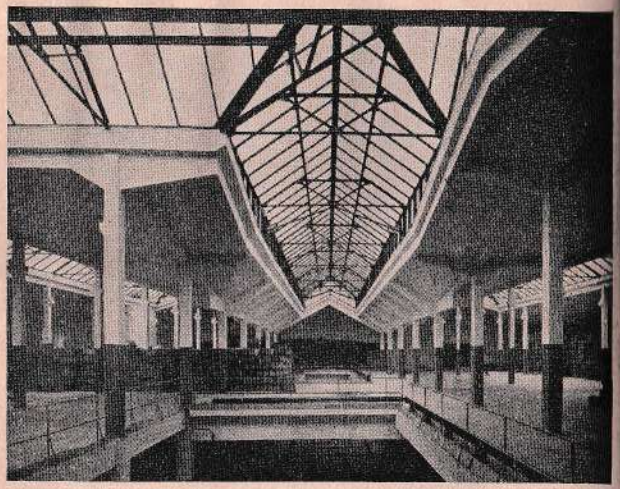


Abb. 26. Fabrikationshalle in Velbert im Rheinland.

38,50 m. Das Dach wird von Bindern getragen, die als durchlaufende Balken auf drei Stützen berechnet wurden; Binderabstand 6 m. Zwischen je zwei Bindern wurde ein Oberlicht von 3 m Breite angeordnet, das die ganze Breite des Gebäudes durchläuft; mit Rücksicht auf den Zweck des Gebäudes wurden die Oberlichtflächen aufsergewöhnlich grofs, = 50 vH. der Grundfläche des zu belichtenden Raumes, gewählt. In einem Abstande von je 50 m sind Trennungsfugen angeordnet, die vom Dach bis zur Gebäudesohle, also auch in den äufseren Mauern und in den Kranbahnträgern durchgeführt sind.

Durch die Anordnung der Oberlichter zwischen den Bindern wurde erreicht, dafs für letztere ein Plattenbalkenquerschnitt verblieb. Auf eine besonders gute Verbindung zwischen dem hohen Balkensteg und der verhältnismäfsig dünnen Platte bzw. auf ein gutes Zusammenwirken von Steg und Platte wurde durch Verwendung von Beton mit gröfserem Zementzusatz, durch Einführung der Bügel aus dem Balkensteg in die Druckplatte und durch reichliche Anordnung von Quereisen auf die Breite der Druckplatte grofse Sorgfalt verwendet[1]).

[1]) Vgl. auch Abb. 25 u. 26 Handb. f. Eisenbetonbau 4. Aufl. VI, Band, S. 22, Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.

Bei dem Neubau der Konsumgenossenschaft Vorwärts-Befreiung in Wuppertal-Barmen sind zur Ueberdeckung eines Raumes von 98,0 m Länge und 11,20 m Breite Binderbalken mit einseitigem Kragarm verwandt worden[1]). Die Tragwerke (Abb. 28) stehen in Abständen von 4,65 m,

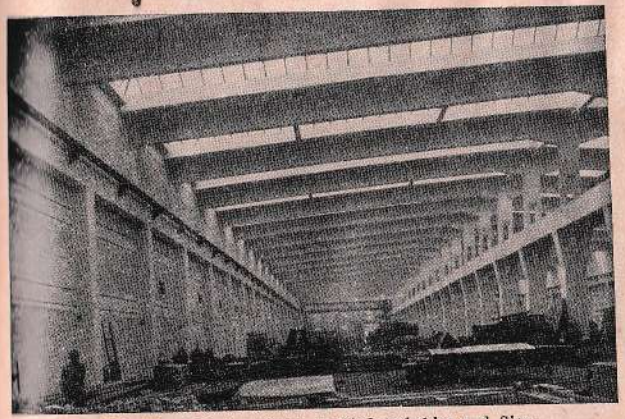


Abb. 27a. Werkstatthalle in Niederschelden a. d. Sieg

zwischen denen die Dachhaut ohne Anordnung von Pfetten gespannt wurde.

Ausführungsbeispiel für ein Balkendach von 20 m Spannweite (Abb. 29), dessen Binder als Vierendeel- oder Pfostenfachwerkträger konstruiert wurden.

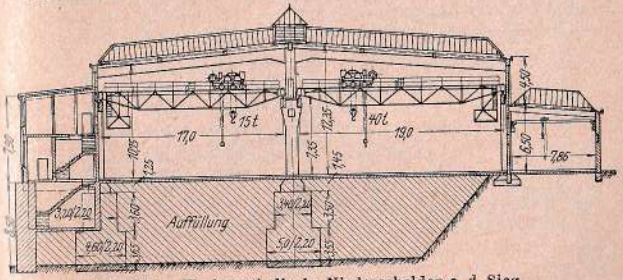


Abb. 27b. Werkstatthalle in Niederschelden a. d. Sieg.

Für die Berechnung wurde das im „Handbuch für Eisenbeton" 2. Aufl., Band X, 2. Teil, angegebene vereinfachte Verfahren angewendet. Die Pfosten rechts und links von Trägermitte sind durch besondere geformte Eiseneinlagen schubsicher gemacht.

[1]) Vgl. B. u. E. 1933, S. 339. Zuschauertribüne im Stadion Stuttgart. Die Tragwerke sind als Kragbalken von 13,80 m Ausladung ausgebildet.

Zur Abführung der Dämpfe dient ein in der Längsachse des Gebäudes angeordneter Laternenaufbau von etwa 5 m Breite, in dessen 1,60 m hohen Seitenwänden Jalousien eingebaut sind. Der Laternenaufbau wird von Steifrahmen, die auf den Binderbalken der Halle aufgesetzt sind, getragen. In jedem zweiten Binderfeld wurden die Längspfetten, soweit sie im

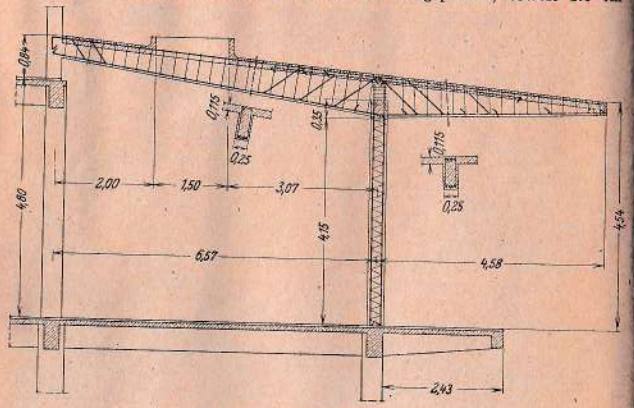


Abb. 28. Halle in Wuppertal.

Bereiche der Oberlichter lagen, herausgeschnitten, so dafs die Pfetten Träger mit überragenden Enden bilden.

Die hier verwendete Binderart ist gewählt worden, um bei geringer Gebäudehöhe eine möglichst hohe Lage der Kranbahnen und die Möglichkeit des Verfahrens der Krankatze bis hart an die Aufsenwände zu erreichen. Die Vierendeelträger sind wegen ihres grofsen Eisenaufwandes und weil sie infolge ihrer Form hohe Biegelöhne und Montagekosten er-

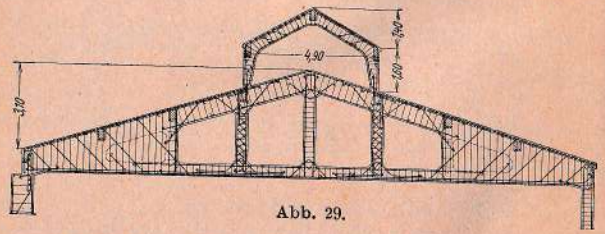


Abb. 29.

fordern, ferner infolge der teuren Einschalarbeit und des kostspieligen Einbringens des Betons in die Verschalungen anderen Konstruktionsformen in wirtschaftlicher Hinsicht unterlegen.

Die bisher besprochenen Dächer sind Beispiele für flache Dachbauten, bei denen eine wechselnde Belastung durch Schnee oder Wind bei der Berechnung nicht zu berücksichtigen ist. Der Winddruck wird bei flachen Dächern und niedrigen Gebäuden gewöhnlich durch die Umfassungsmauern

aufgenommen; sind aber die Aufsenmauern hierfür nicht geeignet und sollen zur Aufnahme des Winddruckes und der Auflagerkraft des ersten bzw. letzten Binderauflagers in den Aufsenwänden Eisenbetonstützen gestellt werden, so ist darauf zu achten, dafs letztere unter Umständen aufser dem Windmoment als sogenannte Endstützen ein Biegungsmoment vom angrenzenden Binderfeld zu übernehmen haben.

Die Mittelstützen sind im allgemeinen infolge ihrer Schlankheit als Pendelsäulen anzusehen, die durch die Biegungsmomente der darauf gelagerten, durchlaufenden Träger nicht beeinflufst werden.

Das Gefälle der flachen Dächer soll für Holzzementeindeckung mindestens 2 vH., für Pappdeckung oder andere geklebte Eindeckungsarten etwa 10 vH. betragen. Falls aus irgendwelchen Gründen die Dachkonstruktion in eine waagerechte Ebene gelegt wird, stellt man das erforderliche Dachgefälle meist durch Aufbringung einer Magerbetonschicht unter Verwendung von Kesselschlacke oder Bimskies her; hiermit erhält man gleichzeitig eine Isolierschicht gegen die Einwirkungen der Aufsentemperatur.

Bei Dächern mit steiler Neigung werden die Binder nur selten als Balken ausgebildet; in solchen Fällen ist die Ausbildung von Steifrahmen als Tragwerk meist vorteilhafter.

2. Sheddächer.

Die Sheddach-Konstruktion für eine Schraubenfabrik ist in Abb. 30 dargestellt; die Glasflächen liegen nach Norden. Zur Vermeidung von Staubablagerungsflächen im Innern wurde eine Unterteilung der Dachdecken durch Träger möglichst vermieden. Die Dachbinder haben bei

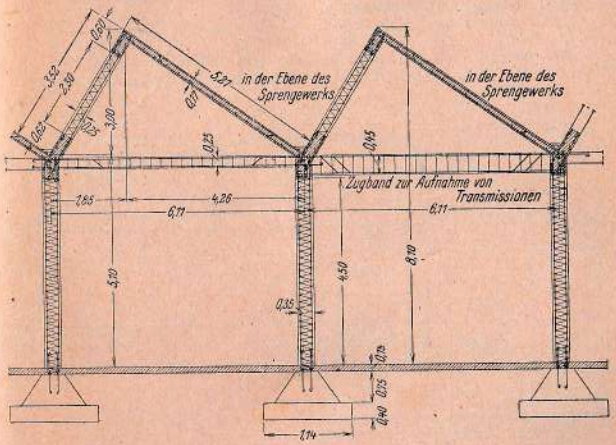


Abb. 30.

einem Abstande der Stützen in der Längsrichtung der Sheds von 8,33 m eine Spannweite von 6,11 m. Die Binderkonstruktion wird durch den in der Glasfläche der Sheds liegenden Pfosten und durch eine in der Dachdecke ausgebildete Strebe, die sich sprengwerkartig gegeneinander lehnen, gebildet. Der Schub dieser als Dreigelenkrahmen berechneten Binder wird durch in der Längsrichtung des Gebäudes durchlaufende Zugbänder, die

aus einbetonierten Rundeisen bestehen, aufgenommen; zum Teil wurden die Zugbänder zur Aufhängung von Transmissionen benutzt und sind dementsprechend für Biegung und Zug bemessen worden.

Sheddächer haben gegenüber anderen Dachformen den Vorzug, dafs die damit überdachten Räume gleichmäfsige Belichtung erhalten und keinen direkten Sonnenstrahlen ausgesetzt sind, da die Glasflächen nach der nördlichen Himmelsrichtung gelegt werden[1]). Besondere Aufmerksamkeit ist der guten und genügend breiten Ausbildung der Kehlen zwischen den einzelnen Sheds, die zur Abführung der Niederschläge dienen, zu schenken. Der Schnee bleibt hier besonders lange liegen; es empfiehlt sich daher, die Kehlen mit Zinkblech auszukleiden, um unter allen Umständen Dichtigkeit zu erzielen. Die Kosten für eine Sheddachkonstruktion sind, auf 1 m² bebaute Grundfläche umgerechnet, im allgemeinen erheblich höher als für andere Dachformen; wegen ihrer grofsen Vorzüge sind sie bei manchen Industrien, wie Webereien und Spinnereien, fast ausschliefslich üblich.

Sheddachkonstruktionen kommen auch häufig bei Oberlichtern, die auf schwach geneigten Dächern angeordnet sind, zur Anwendung. Sollen dabei die obengenannten Vorteile erreicht werden, müssen die Glasflächen stets der Nordrichtung zugekehrt sein. Die Tragwerke des Daches werden in ihrer Form durch die aufgesetzten Oberlichtsheds nicht gestört; die Konstruktion der letzteren kann je nach Lage derselben zu den Pfetten und Bindern und je nach ihrer äufseren Form, ob mit senkrechter oder schrägliegender Glasfläche, verschieden sein. Falls sich in dem darunterliegenden Raum Dämpfe entwickeln, die durch Entlüfter ins Freie geführt werden sollen, ordnet man letztere zweckmäfsig auf dem First der Oberlichtsheds an. Bei senkrechter Stellung der Glasflächen ist auch eine Entlüftung durch Einbau einer feststehenden oder verschliefsbaren Jalousiewand im oberen Teil der Glasfläche möglich.

3. Bogendächer[2]).

Die Anwendung von Bogendächern mit Zugbändern in Höhe der Kämpfer ist, wenn die Wahl der Dachkonstruktion lediglich nach wirt-

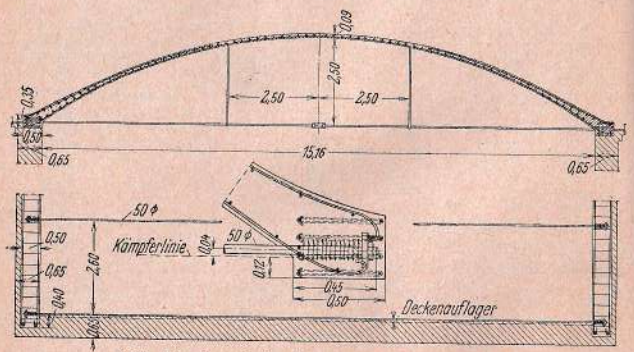


Abb. 31. Dachdecke über einem Maschinenhaus.

[1]) Vgl. B. u. E. 1936, S. 159 u. f.

[2]) Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., VI. Band, S. 40, Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn. — Vgl. auch B. u. E. 1931, S. 37 (Ausführung eines Bogenrippendaches, bei dem die Dachbinder auf dem Werkplatz betoniert und dann mittels Turmdrehkran eingebaut wurden).

schaftlichen Gesichtspunkten zu erfolgen hat, besonders für die Ueberdeckung von Räumen gröfserer Spannweite zu empfehlen. Die Zugbänder im Raum können störend wirken, besonders dann, wenn sie in nur geringem Abstand voneinander angeordnet sind. Ausführungsbeispiel für ein Bogendach ohne Binder, bei dem also die Dachhaut selbst sich von Kämpfer zu Kämpfer spannt, s. Abb. 31. Die Dachhaut hat bei einer Spannweite von

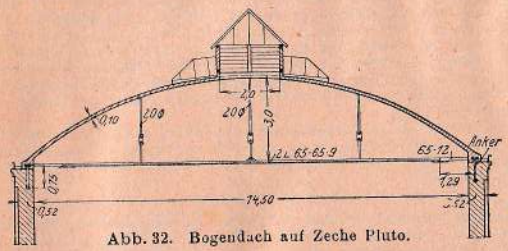


Abb. 32. Bogendach auf Zeche Pluto.

15,16 m i. L. und einer Pfeilhöhe von 2,50 m im Scheitel eine Dicke von 9 cm, am Kämpfer eine solche von 13 cm. Der Bogenschub wird an den Kämpfern von Eisenbetonbalken aufgenommen, die in Abständen von 2,60 m durch Zugbänder miteinander verankert sind, bestehend aus Rundeisen von 50 mm Durchm., die durch Spannschlösser angezogen werden können. Beachtenswert ist die Verbindung des Zugbandes mit den Auflagerbalken.

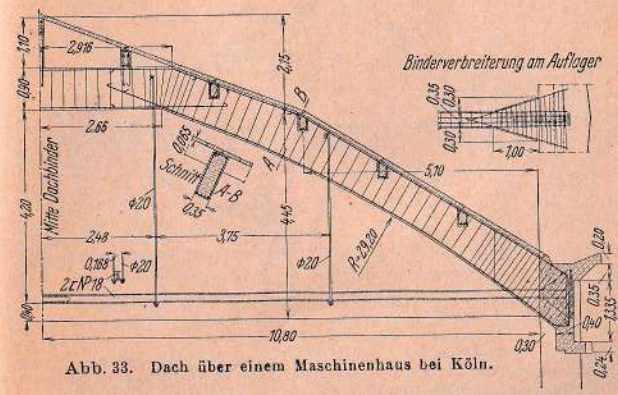


Abb. 33. Dach über einem Maschinenhaus bei Köln.

Bei einem Bogendach (Abb. 32) wurden die Zugbänder in Abständen von 3,89 m angeordnet; um die Spannweite der Auflagerbalken, die hier aus einem [14 bestehen, zu verringern, sind die Zugstangen 2 L 65 · 65 · 9 vor den Auflagern hängewerkartig gegabelt; die Verbindung zwischen Zugstange und der Gabelung vor den Auflagern, sowie der Gabelstücke mit dem Auflagerbalken ist mittels Knotenbleche und Niete erfolgt. Die Hänge-

stangen sind mit Spannschlössern versehen worden, um eine zu starke Durchbiegung der verhältnismäfsig schweren Zugbänder ausgleichen zu können.

Die Bogendächer ohne Binder sind nur dann möglich, wenn die Dachhaut nicht durch parallel zu den Auflagern laufende Oberlichter auf gröfsere Strecken unterbrochen ist; ist letzteres der Fall, wird die Dachhaut auf die in nicht zu grofsen Abständen angeordneten Binder, die dann als Bogen mit Zugband ausgebildet werden, gelagert. Bei gröfserem Abstand der Binder ruht die Dachhaut auf Pfetten, die von Binder zu Binder gespannt sind. Bei Auflagerung der Dachhaut auf Pfetten erhält oft nur die untere Leibung der Binder Bogenform. Die Dachplatten und Pfetten liegen dann in einer der unteren Bogenlinie sich annähernd anpassenden, über den Pfetten gebrochenen Linie. Hierdurch wird die Einschalarbeit wesentlich vereinfacht.

Ein solches Beispiel eines Bogenrippendaches zeigt Abb. 33. Spannweite der Binder rd. 22 m; sie sind in 5,38 m Abstand angeordnet, zwischen die sich die Pfetten zur Aufnahme der aus Bimsbetonplatten bestehenden Dachhaut spannen.

4. Rahmendächer.

Unter Rahmendächern sind solche Dachkonstruktionen zu verstehen, die von Bindern getragen werden, die fast ohne Ausnahme statisch unbestimmte Konstruktionen sind. Als Auflagerkräfte kommen nicht nur senkrechte, sondern auch waagerechte Kräfte vor; falls letztere nicht durch Zugbänder aufgenommen werden, müssen die Fundamente diesen waagerechten Kräften zu widerstehen vermögen. Das für die Berechnung der Rahmenkonstruktionen in Frage kommende statische System kann sehr verschieden sein; dasselbe gilt von ihrer geometrischen Form.

Ein Dach mit Dreigelenkrahmenbindern, also mit einer statisch bestimmten Tragkonstruktion empfiehlt sich in solchen Fällen, wo ein Sattel-

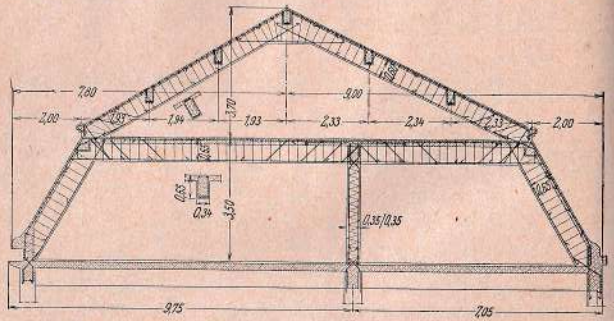


Abb. 34. Dach-Querschnitt eines Kaufhauses in Chemnitz.

dach auf Bindern mit Wandstielen eine starke Neigung hat, wo also der First bedeutend höher als die Traufe liegt und die Binderform sich daher der Stützlinie angenähert anpafst.

Eine häufig vorkommende Dachform zeigt Abb. 34. Der obere Teil dieses Daches ist der geometrischen Form nach ein Dreieckrahmendach. Die Binder erhielten in Oberkante der Zwischendecke Fufsgelenke und sind einfach statisch unbestimmt. Die Dreieckbinder stehen auf den trapezförmigen Rahmen des unteren Dachgeschosses, die als Zweigelenkrahmen mit als Pendelsäule ausgebildeter Mittelstütze berechnet wurden; das System ist zweifach statisch unbestimmt.

Beim Richmodishaus in Köln ist die Dachtragkonstruktion eines Seitenflügels nach Abb. 35 ausgebildet worden. Die Binder des oberen Dachgeschosses sind Zweigelenkrahmen; über dem unteren Dachgeschofs stehen

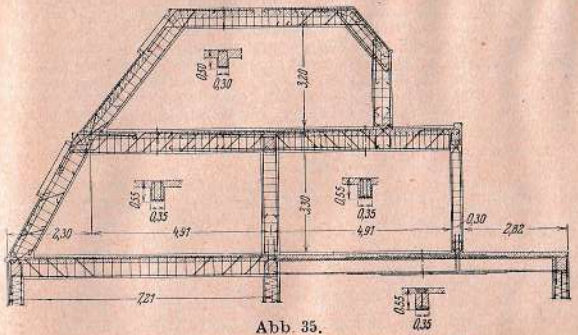


Abb. 35.
Dach-Querschnitt des Richmodishauses in Köln.

Zweigelenkrahmen, dessen Riegel als durchlaufender Träger bis zu der an der Hofseite stehenden Wandsäule durchgeht. Auf der Wandsäule ist der Binderbalken gelenkig gelagert, so dafs sich ein zweifach statisch unbestimmtes System ergibt; Binderabstand 5,30 m.

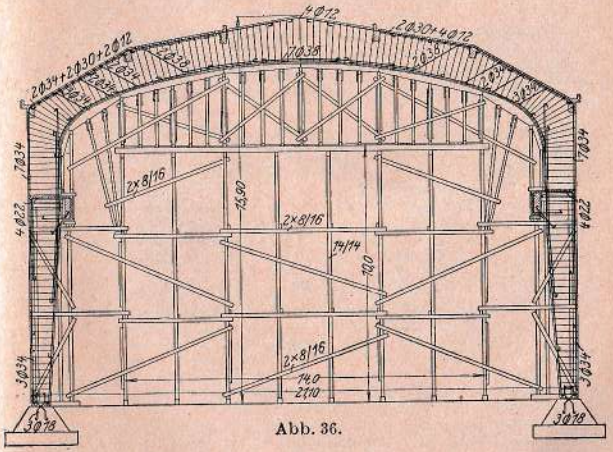


Abb. 36.

Die Maschinen-Ausstellungshalle der Firma Heinrich Sonnenberg AG. in Düsseldorf (Abb. 36) hat eine Breite von rd. 21 und eine Länge von 86 m; das Dach hat in seiner Längsrichtung ein durchgehendes Oberlicht

von 5 m Breite = 25 vH. der Grundfläche erhalten; die Binder, die im allgemeinen im Abstand von 6,38 m stehen, sind Zweigelenkrahmen von 20,40 m Spannweite. Die Gelenke liegen in Fufsbodenhöhe; sie wurden durch gekreuzte Eiseneinlagen und durch Einlegen von drei Lagen Pappe in den beiden äufseren Dritteln des Gelenkquerschnittes gebildet, so dafs die Auflagerkräfte nur durch das mittlere Drittel des Querschnittes übertragen werden können. Der Binderschub wird von den Fundamenten aufgenommen und beträgt bis zu 15,01 t; das gröfste Scheitelmoment wurde zu + 97,03, das Eckmoment zu — 100,65 tm errechnet. Die Einschalung des Daches ruhte auf Steifen, die auf dem gezimmerten Hallengerüst standen; die Ausrüstung erfolgte durch Lösen der Holzkeile, die zwischen Gerüst und Steifen eingefügt waren.

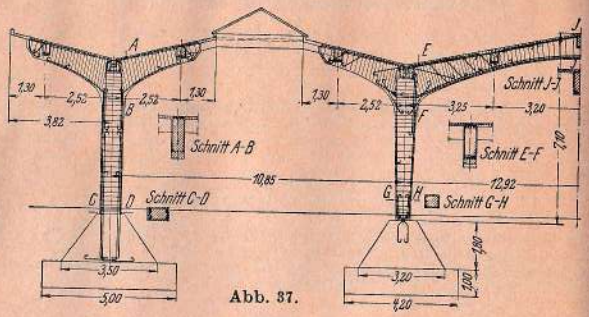


Abb. 37.

Die Tragkonstruktionen eines zweischiffigen Daches eines Verladeplatzes für eine Fabrik in Bendorf a. Rhein ist durch Nebeneinanderstellen eines Zweigelenkrahmens mit einem Kragarm und eines einstieligen Schirmbinders gebildet worden (Abb. 37). Durch diese Anordnung wurde die Freihaltung

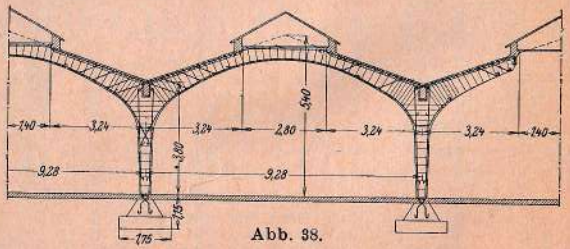


Abb. 38.

des einerseits auf dem Rand der Schirmhalle und anderseits auf dem Rand des Kragdaches der zweistieligen Halle gelagerten Oberlichtes von durchschneidenden Betonträgern erzielt und die statische Berechnung des Tragwerkes vereinfacht. Der Binderabstand ist bei dieser Dachausbildung verhältnismäfsig grofs, und zwar 12,50 m. Ueber dem Stiel der Schirmhalle sowie über der einen Stütze des zweischiffigen Daches sind zur Abführung des Regenwassers Rinnen angeordnet, die in den Pfetten ausgespart wurden; die Rinnen sind auch durch die Riegel der mittleren Binderreihe

durch Aussparen von Oeffnungen, deren Unterkante mit Unterkante Rinne auf einer Höhe liegt, geführt. Die Durchbrüche in den Binderriegeln wurden durch Auskleiden mit Zink gedichtet.

Bei der in Abb. 38 gezeigten Dachkonstruktion sind zum Unterschiede von den sonst in der Textilindustrie üblichen Sheddachkonstruktionen Satteldächer mit gutem Erfolg angewendet. Der Grundrifs ist in zwei parallel zueinander gelagerte, 15 m breite und 57 m lange Hallen geteilt, zwischen die, mit der Längsachse rechtwinklig zu letzteren, Hallen von 9,28 m Breite und 21,15 m Länge gefügt sind. Ueber dem First jedes Hallen-Satteldaches ist ein durchlaufendes Oberlicht angeordnet, dessen Gröfse so bemessen ist, dafs die gesamte Oberlichtfläche zur Grundrifsfläche sich wie 1 : 4 verhält. Zur Erzielung einer gleichmäfsigen Belichtung wurde unterhalb der Oberlichtverglasung eine waagerecht liegende Rohglasdecke eingebaut. Die an den Oberlichträndern liegenden Pfetten sind des besseren Lichteinfalles wegen als Ueberzüge ausgebildet; ihre unteren Ecken wurden aus dem gleichen Grunde unter 45° abgeschrägt. Die Binder der Dächer über den Längshallen sind Zweigelenkrahmen, bei denen der Schub von den Fundamenten aufgenommen wird; ebenso sind die Tragwerke der beiden äufseren Querhallen ausgebildet, jedoch mit dem Unterschiede, dafs diese an dem nach innen liegenden Stiel einen Kragbalken erhalten haben. Die beiden Mittelbinder der beiden mittleren Hallen sind dreistielige Rahmen mit steif angeschlossener Mittelstütze. Die Dachdecken haben eine Isolierung aus Bimsbeton von 5 cm Dicke erhalten.

5. Zelt- und Kuppeldächer[1]).

Im Dachbau finden Zelt- und Kuppeldächer hauptsächlich Anwendung bei öffentlichen Gebäuden. Vollkuppeln werden im allgemeinen nur bei kleineren Spannweiten, u. a. bei Wassertürmen und Wasserbehältern mit kreisförmigem Grundrifs, bei Grünfuttersilos u. dgl. ausgeführt; für die Ueberdeckung gröfserer Räume kommen Konstruktionen zur Anwendung, die in Dachhaut, Ringträger und Rippen aufgelöst sind.

Für das Landesgefängnis in Mannheim ist ein Zeltdach von etwa 17 m Spannweite zur Ausführung gekommen (Abb. 13); der Grundrifs des Daches ist ein regelmäfsiges Zehneck. Die Dachhaut besteht aus 5 bzw. 6 cm dicken Eisenbetondecken, die auf Ringträgern gelagert sind und die ihre Last an die Rippen abgeben (vgl. „Handbuch für Eisenbetonbau", 4. Aufl., VI. Band, S. 376).

Eine Rippenkuppel, die hinsichtlich ihrer Spannweite bemerkenswert ist, ist die Kuppel des Pumpwerkes Alte Emscher in Beeck bei Duisburg. Die Kuppel hat einen Durchmesser von 41 m und eine Pfeilhöhe von etwa 9 m[2]).

Die interessanteste bisher ausgeführte Rippenkuppelkonstruktion ist diejenige der Jahrhunderthalle in Breslau. Die Spannweite dieser Rippenkuppel beträgt 65 m, die Höhe 42 m[3]).

In den letzten Jahren sind eine Anzahl von dünnwandigen Schalenkuppeln nach dem von Dr.-Ing. Bauersfeld der Firma Carl Zeifs in Jena ausgebildeten Netzwerksystem zur Ausführung gekommen. Der Vorteil dieses Herstellungsverfahrens besteht in der genauen Formgebung, da die Netzwerkstäbe sowie die Knotenscheiben mit aufserordentlicher Genauigkeit hergestellt werden können und infolgedessen die Betondicke der Kuppelschale sehr gering gehalten werden darf. Ein weiterer Vorteil ist, dafs Lehrgerüste nicht benötigt werden, sondern dafs die Betonschale durch Torkretieren hergestellt wird[4]). Abb. 39 zeigt die Ausführung.

---

[1]) Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., VI. Band, S. 163, Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn, und Bauing. 1933, S. 281 u. f.

[2]) Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., VI. Band, S. 365, Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.

[3]) Dsgl. S. 373.

[4]) Dsgl. S. 306.

Nach dem gleichen Verfahren sind, wie im Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., VI. Band, S. 319 u. f., beschrieben, auch Dachkonstruktionen in Tonnengewölbeform, eine den Firmen Carl Zeiſs in Jena und Dyckerhoff & Widmann AG. in Biebrich patentierte Bauart, ausgeführt worden[1]).

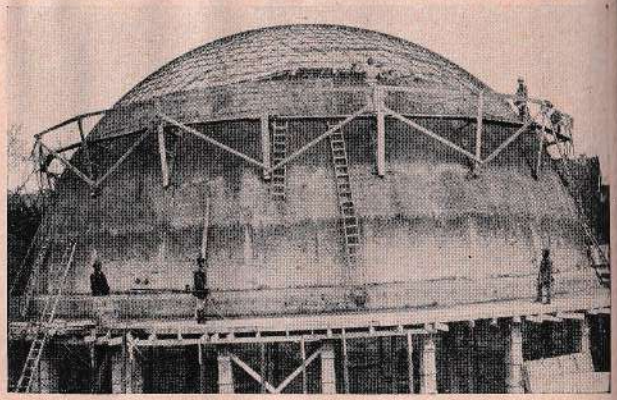


Abb. 39.

Bei dem Neubau der Groſsmarkthalle in Leipzig sind nach einem Vortrage von Dr.-Ing. Franz Dischinger auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1929 drei Achteckkuppeln zur Ausführung gelangt (s. B. u. E. 1929, S. 325, 342, 422 u. 438), die aus Zeiſs Dywidag-Schalengewölben zusammengesetzt sind. Jede Kuppel überdeckt einen Grundriſs von etwa 5800 m²; sie sind 65,8 m weit gespannt; der Scheitel liegt 29,6 m über Hallenflur.

[1]) Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., VI. Band, S. 327, u. f. Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn. Vgl. auch B. u. E. 1932, Heft 7, 8, 10, 11, 12, 14, 15 u. 16, und Bauing. 1931, S. 151 u. f.

Flüssigkeitsbehälter[1]).

Bearbeitet von Dr.-Ing. ehr. Franz Schlüter, Dortmund.

A. Dichtheit der Behälter.

Zur Erzielung der Dichtheit gegenüber der aufgespeicherten Flüssigkeit dienen:

1. Wasserundurchlässiger Beton. Hierfür folgende Richtlinien:

a) Wasserundurchlässiger Beton erfordert wasserundurchlässigen Mörtel.

b) Wasserundurchlässiger Mörtel wird mit um so geringerem Zementaufwand erreicht, je zweckmäſsiger der Sand gekörnt ist.

c) Wenn irgend möglich, ist natürlicher Sand, wenigstens für die Körnungen bis 3 mm, zu verwenden. Besonders geeignet ist Sand nach Linie B der Abb. 1.

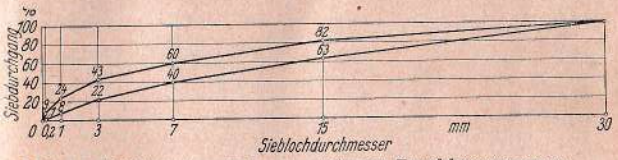


Abb. 1. Sieblinienbereich gut gekörnter Zuschlagsgemenge.

d) Zuschlagstoffe mit rundlichen, gedrungenen Körnern sind solchen mit plattigen und langsplittrigen vorzuziehen. Natürliche Zuschlagstoffe (Kies) sind geeigneter als zerkleinerte (Splitt).

e) Zuschlagstoffe mit rd. 30 mm Gröſstkorn sollen in der Regel mindestens 45 Gewichts-vH Sand enthalten. Bei zerkleinerten Zuschlagstoffen soll die Mindestmenge auf etwa 50 Gewichts-vH erhöht werden. Ist das Gröſstkorn erheblich gröſser als 30 mm, so kann der Sandgehalt bei natürlichen Zuschlagstoffen auf etwa 40 Gewichts-vH und bei zerkleinerten Zuschlagstoffen auf etwa 45 Gewichts-vH vermindert werden.

f) Die Zugabe mehlfeiner Stoffe (Traſs, Steinmehl usw.) empfiehlt sich, wenn die vorhandenen Zuschlagstoffe nicht den durch die Sieblinien verlangten Feinstsandgehalt (bis 0,2 mm) haben oder keine gute Verarbeitbarkeit ergeben.

g) Es ist eine geeignete Zementmarke zu wählen, am besten nach Vorversuchen; denn unter sonst gleichen Verhältnissen können verschiedene Zementmarken unabhängig von ihren Festigkeitseigenschaften sehr verschiedene Durchlässigkeit des Betons ergeben.

h) Nachstehend sind die Mindestzementmengen für solche Mischungen angegeben, die zur Herstellung wasserundurchlässigen Betons angewendet werden sollen.

[1]) Bearbeitet nach Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., IX. Bd. (Löser), und 4. Aufl., III. Bd. (Burchartz). Berlin 1934 u. 1926, Wilh. Ernst & Sohn; ferner nach Grün, Der Beton, Berlin 1926, J. Springer; Walz, Die heutigen Erkenntnisse über die Wasserundurchlässigkeit des Mörtels und Betons, Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn, und AMB der Deutschen Reichsbahngesellschaft, 2. amtl. Ausgabe, auch als 3. Beilage zum Zentralblatt der Bauverwaltung 1936, Berlin, Wilh. Ernst & Sohn, erschienen.

Mindest-zementmenge kg/m³	Steife	Körnung der Zuschlagstoffe	Kornform der Zuschlagstoffe
240	nässer als erd-feucht	Nach c) und e) und zwischen den Linien A und B, gesamtes Zuschlagsgemenge zwischen den Linien D und E der Abb. 1	gedrungen, rundlich
300	„	„	plattig, langsplittrig
240	weich	„	gedrungen, rundlich
300	„	„	plattig, langsplittrig
300	flüssig	„	gedrungen, rundlich

i) Erdfeuchter Beton ist für Behälterbauten ungeeignet. Wird der Beton gestampft, so mufs er mindestens soviel Wasser enthalten, daß er nässer als erdfeucht ist. Weicher und flüssiger Beton soll nicht mehr Wasser enthalten, als unbedingt notwendig ist.

k) Arbeitsfugen sind möglichst zu vermeiden.

l) Von gröfster Wichtigkeit ist gewissenhafte Nachbehandlung des Betons. Man sorge für möglichst lange Nafshaltung während der Erhärtungszeit und schütze ihn vor Zugluft und Sonnenbestrahlung.

m) An der Außenhaut der Betonkörper bildet sich bei guter Körnung eine dünne Schicht von grofser Dichte, in der Zement angereichert ist; entfernt man diese z. B durch Oberflächenbearbeitung, so wird die Durchlässigkeit gröfser.

2. Wasserdichter Zementputz. Trockene Betonkörper vor dem Putzen mit Stahlbürsten reinigen und gegebenenfalls aufrauhen, dann so ergiebig und so lange nässen, bis der Quellvorgang einsetzt. Nunmehr kann Putz aufgebracht werden, der zunächst einige Tage feucht zu halten und vor Zugluft und Sonnenbestrahlung zu schützen ist. Bei nunmehr folgender Austrocknung vermögen Putzschicht und Betonkörper gemeinsam zu schwinden.

a) Handputz. Unterputz (1.5 bis 2 cm dick) wird in zwei Schichten angeworfen. Mischungsverhältnis 1 RT Zement auf 2 bis 3 RT Sand oder 600 bis 400 kg Zement auf 1000 l Sand. Sand 0 bis 3 mm Korngröfse, rein, scharfkantig und gemischtkörnig. Die Körnung soll im Bereich der Linien A und B des Bildes 1 liegen. Unterputz mäfsig fest mit dem Reibebrett einreiben; sofort nach dem Anziehen Glättschicht aus 1 RT Zement zu 1 RT Feinsand aufbringen, die mit Stahlkelle oder Filzbrett geglättet wird. Für die Glättschicht keinen reinen Zement verwenden, weil dieser zu stark schwindet und leicht rissig wird.

b) Torkretputz (Spritzputz). Man spritzt den Putzmörtel im Mischungsverhältnis 1 RT Zement zu 3 bis 4 RT Sand (oder 400 bis 300 kg Zement auf 1000 l Sand) mittels Zementkanone in zwei Lagen auf, die zweite nach Erhärten der ersten. Bald nach Antrag der zweiten Schicht Oberfläche glatt reiben und glätten.

Nachbehandlung der geputzten Flächen wie bei Beton (oben unter l). Wegen der Verwendung von Tonerdezement (Schmelzzement) zu Putzarbeiten vergleiche die von den Tonerde-Zementwerken herausgegebenen Richtlinien.

3. Anstriche auf Beton- und Putzflächen.

a) Oberflächenverändernde Anstrichmittel. Solche Anstrichmittel (Erzeugnisse aus Wasserglas, aus Fluaten od. dgl. verändern die Oberfläche nur insofern, als sie diese dichter machen.

Sie verstopfen die Poren des Betons und machen ihn gegen Abnutzung beständiger bzw. sie versteinern die Betonoberfläche; als Rostschutz können sie nicht benutzt werden. Genannt seien:

Arzet, Beton-Murolineum, Conservado Durolin, Fluat Grünau, Fluralsil, Laosin, Lithurin, Lugato-Fluat, Mg-Fluat, Muro-Betonal, Pedranit-Fluate, Perfax, Purigo-Fluat, RIW Flintox, Spezialdurol, Tutorol, Zimmerit-Fluate.

Wegen der Anwendung der Erzeugnisse und ihrer Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse[1]) wende man sich an die Erzeuger- oder Vertriebfirmen. Alle Fluate sind das gleiche, die Namen, unter denen sie in den Handel kommen, sind nur Decknamen.

b) Aufliegende Anstrichmittel. Sie schützen den Beton durch mechanische Fernhaltung der angreifenden Flüssigkeit. Man unterscheidet solche, die in Solvent-Naphtha u. dgl. gelöst sind und im übrigen aus Bitumina verschiedener Erweichungspunkte bestehen, ferner wässerige Emulsionen, bei denen das Bitumen oder Pech durch entsprechende Stabilisatoren in Wasser in Emulsion gehalten wird. Beim Aufbringen der Emulsion auf Beton bricht die Emulsion, und das Bitumen scheidet sich auf dem Beton als Haut ab. Bei Anwendung der auf Lösungsmittelbasis hergestellten Schutzanstriche verdunstet das Lösungsmittel und das Bitumen bleibt zurück.

Prüfung von Bitumen-Schutzanstrichen zweckmäfsig nach den von Grün aufgestellten Normen[2]). Genannt seien:

Acosal und Becosal, Aquasol und Aquasan, Aristogen-Streichmasse (Betonemulsion), Arzetol, Asphaltose und Asphaltex, Asphalt-Anstriche, Awa-Spezial-Asphalt, Beersolit, Beton-Lubrose, Brandekt, Büscherit, Degronit (Kunstharz), Emaillit, Eurolan, Fixif, Gabrit und Gabritol, Guwagom-Pfeilmarke, Hydrasphalt, Igas und Igol, Inertol und Palesit, Insulin, Isolirit, Isomur, Kerament-Kalt-Glasur, Keratekt, Keragel, Keratex, Keraplast, Kerasolith, Leganol, Mammut, Midosit, Nigrit, Orkit, Parafinol, Plombit, Porsal, Preolit, Purigo, RJW Toxinol, Litox, Alkotex und Ultratox, Schwarzit, Terko, Tropical, Ventur, Zimmerit und neuerdings auch Krebbers (Oberhausen) Spezial-Semperfix-Elastic-Masse im Heifsspritzverfahren mit oder ohne imprägnierte Jute, Wollfilzpappe usw.

Wegen der Anwendung dieser Anstrichmittel und ihrer Widerstandsfähigkeit gegen chemische Angriffe wende man sich an die Erzeuger- oder Vertriebsfirmen.

4. Dichtende Beton- und Mörtelzusätze. Die Verwendung geeigneter dichtender Zusätze kann eine Erhöhung der Sicherheit für die Dichtheit der Behälter bedeuten; sie erhöhen im allgemeinen die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen aggressive Wässer jedoch nicht. Da sie häufig auch die Anfangsfestigkeit des Betons etwas herabsetzen, so dafs gröfserer Zementzusatz nötig wird, ist eine Prüfung des Betons bzw. Zementmörtels anzuraten. Die Zusätze bestehen entweder aus seifenartigen Verbindungen oder aus teerölähnlichen Erzeugnissen. Genannt seien:

Aeternol, Antaquid, Aquafest, Awa-Patent-Mörtelzusatz, Axolin, Biber, Ceresit, Densin, Fluresit, Guarnol, Heimalol, Lugato, Perdensan-Pfeilmarke, Philopor, Prolapin, Pollux, Securitol, Sica, Tricosal, Vedagol, RJW Toxement, Zechit.

5. Auskleidungen. Behälter für stark aggressive Flüssigkeiten und für wertvolle Genufsmittel erhalten bisweilen Auskleidungen mit keramischen Platten, Glas oder Naturstein. Behältergrundrifs

[1]) Vgl. auch Kleinlogel, Einflüsse auf Beton, 3 Aufl., Berlin 1930; Graf-Goebel, Schutz der Bauwerke gegen chemische und physikalische Angriffe. Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn; ferner Fußnote 1 auf S. 147 (1).

[2]) TIZ 1927 Nr. 70 und 1929 Nr. 19, 39, 40.

dann zweckmäfsig nicht rund, sondern recht- oder achteckig. Zur Fugendichtung mufs ein Stoff verwendet werden, der vom Behälterinhalt nicht angegriffen wird und der dessen Geruch und Geschmack nicht beeinträchtigt. In Frage kommen u. a.:

Bockhorner Klinker (für grofse Behälter), Glasverkleidung (hauptsächlich für Weinbehälter), säurefeste Auskleidung aus hochgebrannten glasierten Tonplatten, rauhen Steinplatten, Platten aus Theumaer Fruchtschiefer, säurefesten Formsteinen mit Säurekitt u. a.

B. Anordnung der Wasserbehälter[1]).

1. Betriebsanforderungen. Behälter mit Erdüberschüttung nur bei kleinem Inhalt einteilig, bei gröfserem stets zweiteilig oder mehrteilig (Rücksicht auf erforderliche Reinigung und etwa notwendig werdende Ausbesserungen). Die Kammern liegen entweder nebeneinander (Abb. 2, 3, 4 u. 6) oder ringförmig ineinander (Abb. 5). Der Behälter liegt entweder vor dem Rohrnetz, und hat dann eine besondere Zu- und Ablaufleitung (Abb. 2), oder dahinter (Abb. 4 u. 5), wobei die Zulaufleitung gleichzeitig als Ablauf dient, sobald der Druck im Verteilungsnetz nachlässt.

Schieber für Zu-, Ab-, Ueber- und Leerlaufleitung sind in einer, seltener und weniger übersichtlich in zwei Schieberkammern (*S* in Abb. 5) untergebracht.

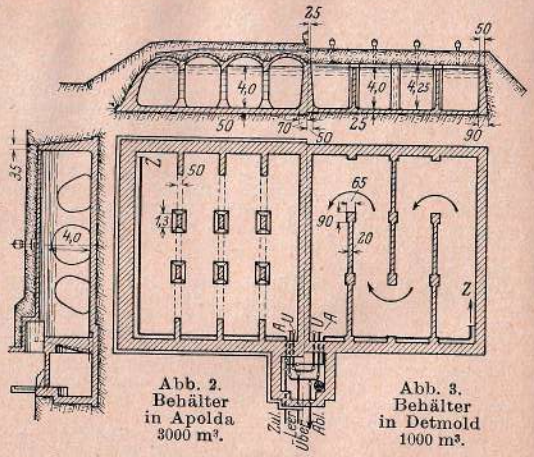


Abb. 2. Behälter in Apolda 3000 m³.

Abb. 3. Behälter in Detmold 1000 m³.

Ein Zuhochsteigen des Wassers wird entweder durch selbsttätigen Abschlufs der Zuflufsleitung mittels Schwimmers oder Klappe oder durch Anordnung eines Ueberlaufs (Abb. 5) verhindert. Damit das Wasser im Behälter frisch bleibt, ist seine ständige Bewegung sowohl im senkrechten als auch besonders im waagerechten Sinn erforderlich. Ersteres wird bei Turmbehältern durch Anordnung des Zulaufs oben erzielt infolge der Bewegung

[1]) Wegen der statischen Berechnung der Flüssigkeitsbehälter vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., IX. Bd., Kapitel Löser und Lewe, Behälter, Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

des zufliefsenden kälteren Wassers nach unten; letzteres bei Erdbehältern durch Gegenüberlegung von Zu- und Ablauf (Abb. 2) oder durch Anordnung von Zungenmauern (Abb. 3).

Um der Luft die Möglichkeit zum Entweichen beim Füllen des Behälters sowie zur Erneuerung zu geben, werden Entlüftungsrohre angebracht (Abb. 3, 4 u. 5), und zwar einzeln oder in Verbindung mit Entlüftungskanälen (Abb. 2), die auch gleichzeitig der Beleuchtung dienen können (vgl. Abb. 8).

Die Behälter sind offen oder, wenn sie im Freien liegen, mit Rücksicht auf Einwirkung von Kälte und Wärme sowie zum Schutze gegen Verunreinigungen durch Staub, Flugasche, kleine Tiere usw. überdeckt. Isolierung gegen Kälte und Wärme bei Erdbehältern durch eine etwa 0,70 bis 1 m hohe Erdüberschüttung, die vor allem bei runden Behältern mit besonderer Sorgfalt aufgebracht werden mufs, um einseitige Krafteinwirkungen zu vermeiden, bei auf Gerüsten oder massivem Unterbau stehenden Turmbehältern durch Ummantelung mit schlechten Wärmeleitern (Abb. 7), Ummauerung (Abb. 9 u. 10) oder durch besondere Heizvorrichtung. Die jeweilige Flüssigkeitshöhe wird durch Wasserstandszeiger kenntlich gemacht.

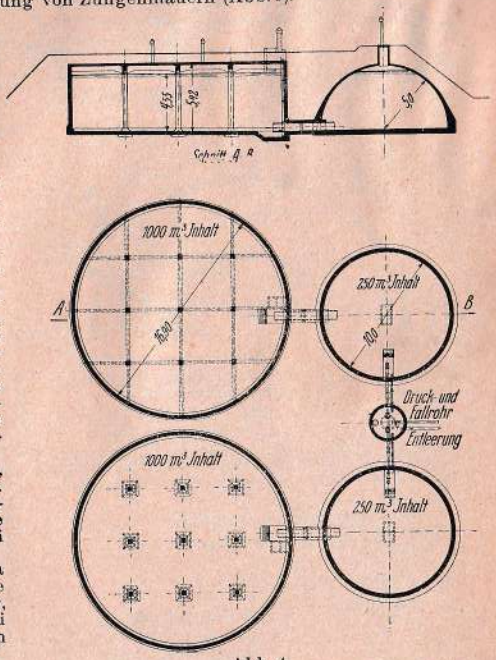


Abb. 4. Ring- und Halbkugelbehälter in Eisenbeton, Borghorst-Burgsteinfurt.

2. Form. Günstigste Behälterform bedingt bei gegebenem Inhalt eine möglichst kleine Oberfläche; ihr entspricht die Vollkugel (in Eisenbeton bisher noch nicht ausgeführt); Halbkugelform (Abb. 4) häufig mit Vorteil und Erfolg bei einem Inhalt bis zu 600 m³ und 6 m Wasserhöhe zur Ausführung gekommen.

Der Kugel am nächsten steht die Zylinderform, in Eisenbeton zu Turmbehältern (Abb. 7, 9 u. 10) und Erdbehältern (Abb. 4, 5) verwendet; zu ihr gehören auch die Intzebehälter (Abb. 9). Behälter in Wassertürmen haben die Formen der Abb. 11 a bis 11 d. Oben offener Kreiszylinder, unten auf seiner ganzen Grundfläche gestützt (Abb. 11 a), Kreiszylinder mit Kugelboden, dessen Zugring

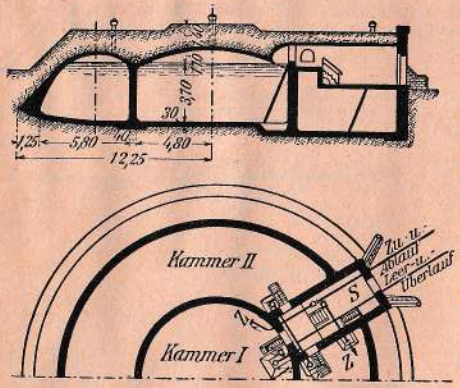


Abb. 5.
Behälter mit zwei ringförmig ineinanderliegenden Kammern.

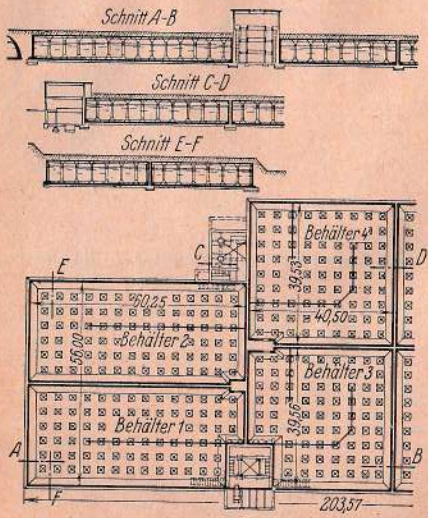


Abb. 6.
Trinkwasserbehälter Dresden 60 000 m³.

entweder ganz aufliegt oder durch einzelne senkrechte oder geneigte Säulen gestützt sein kann (Abb. 11 b), den eisernen Intzebehältern nachgebildete Form (Abb. 11 c), Behälter mit aufsen ebenen, innen kugelförmigem Boden (Abb. 11 d).

Zylindrische Wasserbehälter sind bis zu 10 000 m³ und darüber ausgeführt; man ist bei einer Wasserhöhe bis zu 12 m noch in der Lage, durch genauere, wenn auch umständlichere Rechnungsverfahren Querschnittabmessungen und Eiseneinlagen in praktischen Grenzen zu halten.

Dank der Fortschritte der Theorie und Ausführung des Eisenbetons sind auch rechteckige Behälter von grofsen, vorher für unmöglich gehaltenen Abmessungen vorteilhaft und wirtschaftlich hergestellt worden (Abb 6).

3. Baustoffe.

Als Baustoff für Behälter mit gröfserem Inhalt und Wassertiefen über 2 m heute meist Beton (grofse Festigkeit, gute Anpassung der Abmessungen an die auftretenden Kräfte, einfache Herstellung beliebiger Formen, leichte Dichtung

bzw. Fugenlosigkeit). Verbindung mit Eiseneinlagen zeichnet sich durch Widerstandsfähigkeit gegen Zugkräfte aus, ermöglicht daher runde Formen (Zylinder-, Kuppel-, Intzebehälter) und macht infolge seiner Biegefestigkeit Formänderungen des Behälters durch Setzen, Temperatureinflüsse, Erschütterungen, Erdrutschungen usw. für die Dichtigkeit bis zu einem gewissen Grade unschädlich.

Ferner hat die Ausführung in Eisenbeton den unter Umständen wichtigen Vorzug, bei beschränkten Raumverhältnissen wegen der geringen Wanddicken den gröfsten Nutzinhalt zu ermöglichen und z. B. bei Behältern in geschlossenen Räumen mit unregelmäfsigen Grundrifsformen alle verfügbaren Ecken auszunutzen.

Abb. 8. Schächte nach unten konisch erweitert ⌀ oder ∅ für Ent- und Belüftung oder mechanische Ent- und Belüftung.

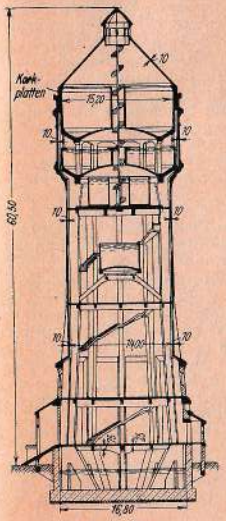


Abb. 7.
Turmbehälter Eilenburg.

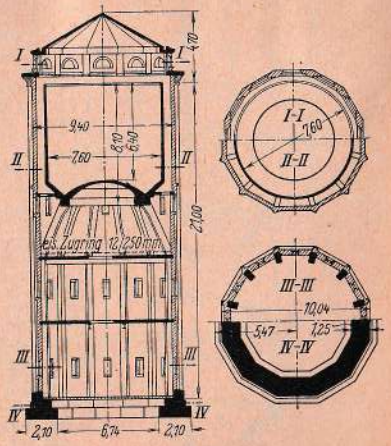


Abb. 9.
Wasserturm in Mochbern 300 m³

Sind andere geeignete Baustoffe nicht zur Stelle, so wird in abgelegenen und namentlich hochgelegenen Gegenden dem Eisenbeton schon deshalb der Vorzug gegeben, weil die Gesamtbaustoffmengen und damit die Förderkosten gegenüber anderen Ausführungsarten geringer sind. Allgemein ist möglichst zugfester Beton und Begrenzung der Betonzugspannung σ_{bz} erforderlich.

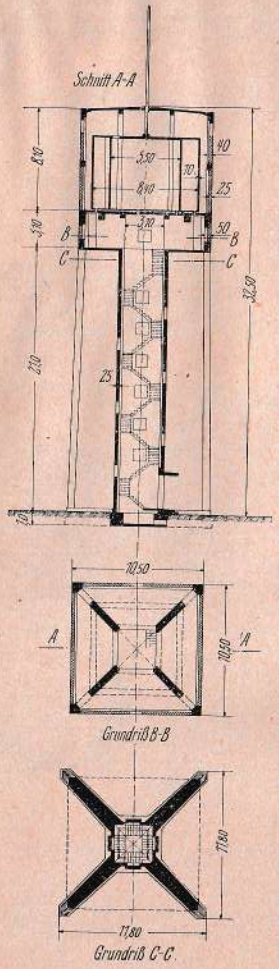


Abb. 10. Wasserturm in Hellerau bei Dresden 300 m³.

C. Bauliche Durchbildung.

1. Behältersohle. Bei tragfähigem Untergrund (Fels, festgelagertem Sand und Ton) 25 bis 40 cm Betondicke, bei schlechtem Baugrund (Fliefssand, Moorboden) bis zu 1 m; zweckmäfsiger in diesen Fällen Eisenbeton (geringere Abmessungen).

Bei durchlaufenden Eisenbetonplatten (Abb. 2, 4) unter Aufsenwänden und Zwischenpfeilern oft Verstärkung und Verbreiterung (je nach Bodenbeschaffenheit 10 bis 50 cm) zur Erzielung gleichmäfsiger Bodenpressungen erforderlich. Turmbehälter werden auf Eisenbetonplatten (Abb. 7) oder auf kreuzförmig angeordneten Rippen (Abb. 10) oder auf Eisenbetonringfundament (Abb. 9) gegründet.

Die Gründung von Flüssigkeitsbehältern mufs besonders sorgfältig geschehen, bei Behältern, die auf dem Erdreich aufruhen, durch obere und untere Eisenbewehrung unter den schwerer belasteten Stellen dafür sorgen, dafs sich die Bodenpressung unter Flüssigkeitslast, unter den Säulen und Wänden auf eine genügend grofse Sohlenfläche verteilt, damit die Sohle nicht reifsen kann. Die Betonüberdeckung der Eiseneinlagen soll nicht unter 3 cm dick sein.

Um Spannungen infolge Schwindens, Kriechens und durch ungleichmäfsige Setzungen tunlichst auszuschalten, ist es empfehlenswert, das gesamte Tragwerk der Behälter, wie Sohle, Wände und Decken durch Anordnung von etwa 1 m breiten Arbeitsfugen (Baudehnfugen) aufzuteilen und so die Bauteile zunächst vollständig unabhängig herzustellen. Die etwa 1 m breiten Zwischenräume bleiben mindestens vier Wochen offen bzw. so lange, wie es die Bauzeit gestattet.

Die Ausbildung der Fugen im Boden, der Decke und den Wänden siehe Abb. 12 d u. 12 e.

Durch Einschaltung vorstehend beschriebener Lösung erübrigen sich die schwer zu dichtenden Dauerdehnungsfugen unter Zuhilfenahme von Kupfer, Blei usf.

Bei Gasbehältern müssen Setzungen besonders sorgfältig vermieden werden, weil eine Schief-

stellung die Führung des Gasbehälters sehr nachteilig beeinflussen kann. In Gegenden, wo bergbauliche Einwirkungen zu erwarten sind, müssen daher insbesondere bei der Ausführung der Sohle Vorkehrungen zur Aufnahme der Zerrungen und Pressungen getroffen werden.

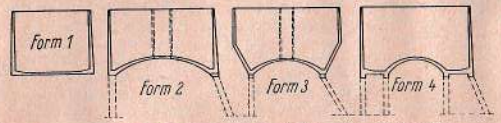


Abb. 11 a bis d. Formen kreisförmiger Behälter.

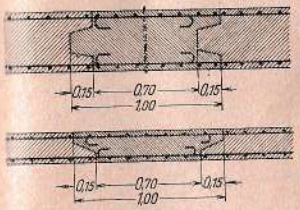
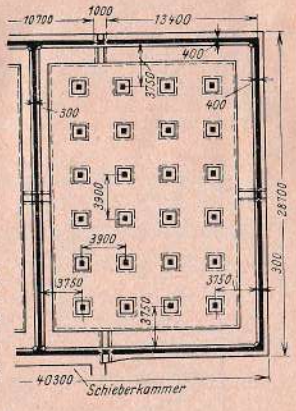


Abb. 12 d u. 12 e.



Unter allen Umständen, ob in der Baugrube Grundwasser auftritt oder nicht, sowohl Behältersohle als auch Umfassungswände sorgfältig dränieren; zufliefsendes Oberflächenwasser ableiten. Die Dränage ist um so wichtiger, als bei Undichtigkeiten das ent-

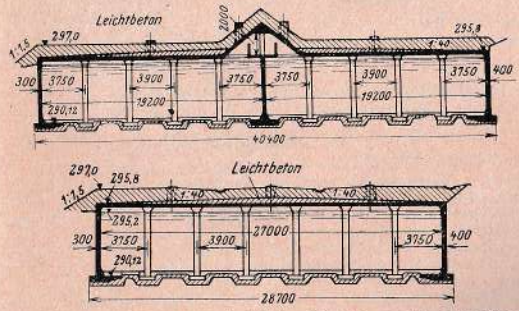


Abb. 12 a bis 12 c. Wasserbehälter Krapfenwalde der Wiener Hochquellen-Wasserleitung 4900 m³.

weichende Wasser, wenn es nicht abfliefsen kann, den Boden aufweicht und dadurch Setzungen herbeiführt.

2. Seitenwände. Die Seitenwände werden entweder gerade (Abb. 3 und Abb. 12a bis 12c) oder, bei gröfserer Wassertiefe zur Verringerung des Baustoffverbrauchs, gewölbt in der Form verlorener Widerlager (Abb. 2) ausgeführt. Besondere Sorgfalt auf kräftigen Anschlufs der Wand an die Behältersohle durch Abschrägung oder Wulst (Rücksicht auf die dort auftretenden Einspannungsmomente) legen; scharfe Uebergänge vermeiden.

Bei zylindrischen Behältern ist das Einhaken der Ringeisen dem blofsen Uebergreifen an den Stofsstellen vorzuziehen. Die Verteilungseisen haben nach Löser bei ausgeführten Behältern 0,3 vH des Betonquerschnitts an Fläche für 1 lfd. m. Alle Aufsenflächen durch Anstriche oder Isolierungen schützen.

Bei Wassertürmen ist zwischen Behälter und Aufsenwand meist ein Ueberwachungsgang vorhanden. Verzichtet man auf diesen Umgang, so genügen als Dicke der isolierenden Luftschicht zwischen Aufsenwand und Behälterwand 5 bis 12 cm. Im zylindrischen Steigschacht in der Behälterachse Steigleiter oder Wendeltreppe, Ueber dem Behälter Laufsteg zur Betriebsüberwachung.

3. Die Decke. Decke bei runden Behältern als Kuppel bzw. Ringgewölbe (Abb. 4 u. 5) aus Eisenbeton; statt der inneren Ringmauer der Abb. 5 können bei einheitlichem Behälter und grofsem Durchmesser einzelne Pfeiler in konzentrischen Kreisen angeordnet werden, die oben durch einen ringförmigen Unterzug zur Aufnahme der Gewölbe miteinander verbunden sind. Behälter mit kleinerem Durchmesser, insbesondere Hochbehälter, erhalten vielfach auch kegelförmige Abdeckungen; bei Rechteck- und Ringbehältern ebene (Abb. 3 u. 4) oder gewölbte Platten zwischen Gurtbogen (Abb. 2), Stahlträgern oder Eisenbetonunterzügen (Abb. 3), die auf den Trennungswänden oder auf einzelnen Pfeilern auf liegen. Kreuzweise bewehrte Platten und Pilzdecken (Abb. 13) sind einachsig bewehrten Platten vorzuziehen. In letzteren ausreichend Verteilungseisen zur Verhütung von Schwindrissen u. dgl. anordnen.

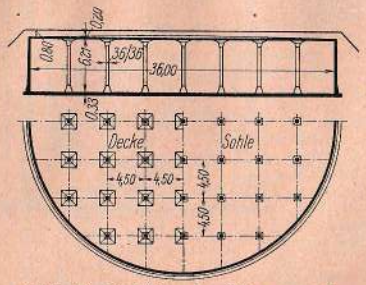


Abb. 13. Behälter im Wasserwerk Deutsch-Oberschlesien am Grützberg 6000 m³.

D. Ausführung.

Senkrechte Wände der Behälter müssen in den meisten Fällen beiderseits eingeschalt werden; Einbringen und Verdichten des Betons mufs mit gröfster Sorgfalt geschehen. Sind die Wände doppelt bewehrt, für richtige Lage der Geflechte während des Verdichtens Sorge tragen.

Bei runden Behältern wird häufig an Stelle beiderseitiger Schalung nur eine Seite der Wand fest eingeschalt und auf der anderen eine genügend grofse Ringform benutzt, die mit dem Arbeitsfortschritt gehoben und immer wieder verwendet wird (Wanderschalung, neuerdings auch Gleitschalung).

Die Decken werden genau wie Decken des Hochbaues ausgeführt. Bei kuppelartigen Ueberdeckungen wird wegen der geringen

Betondicke nur eine Seite eingeschalt. Nach Aufbringen des Eisengeflechtes wird dann die Decke mittels feinkörnigen Betons ausgedrückt.

Behälter werden stets für sich freistehend ausgeführt, um sie von Senkungen und Bewegungen benachbarter Bauteile unabhängig zu machen; insbesondere bei Schornsteinbehältern auf ihre Unabhängigkeit von Schwankungen und Wärmeänderungen der Schornsteinwände achten. Bei grofser Länge freistehender Behälter (z. B. Schwimmbecken) Bewegung in der Längsrichtung beachten! Anordnung elastischer bzw. beweglicher Lager in der Längs- und bei grofsen Breitenabmessungen auch in der Querrichtung.

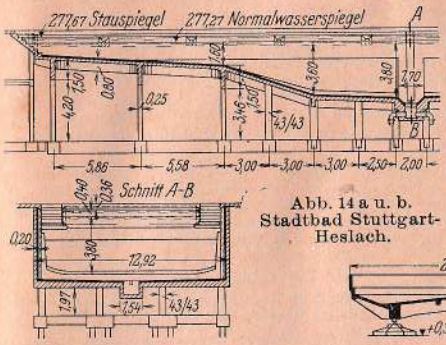


Abb. 14 a u. b. Stadtbad Stuttgart-Heslach.

In Abb. 14 letzte 3 . 4 = 12 Säulen an jeder Beckenstirnseite in der Bewegungsrichtung nur 25 cm dick, so dafs sie bei 420 cm Höhe hinreichend elastisch sind. Bei sehr grofsen Behälterabmessungen Dehnungsfugen erforderlich[1]). In Bergbau-Senkungsgebieten statisch bestimmte Ausbildung des Behälters, insbesondere seine Auflagerung auf drei Punkten (Abb. 15) gut bewährt.

Zahlreiche Beispiele für nach diesen Grundsätzen ausgeführte Behälter (offene und geschlossene Behälter, Behälter mit Erdüberschüttung in allen Formaten, Wassertürme, Behälter an Schornsteinen, Freibäder, Hallenbäder, Kläranlagen, Kaminkühler, Standrohre, Wasserschlösser, Gasbehälterbecken, Heifswasserbehälter, Weinbehälter, Gärbottichanlagen, Behälter für Nahrungsmittel, Mineralölbehälter, Behälter in Papierfabriken in der Sulfitspiritusindustrie, in Gerbereien, Bleichereien, in der metallurgischen Industrie sowie in der Kunstseidenindustrie, Schlammbehälter für Zementwerke, Kohlenwäschen, überhaupt Behälter für industrielle Sonderzwecke) s. u. a. Handb. f. Eisenbetonbau 4. neubearbeitete Aufl., IX. Bd. (Prof. Löser und Prof. Dr.-Ing. Dr. Lewe).

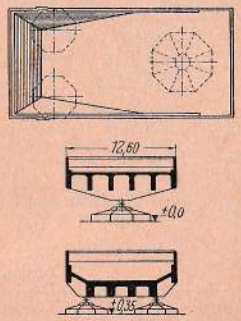


Abb. 15. Bad Essen-Altenessen.

[1]) Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 4 Aufl., IX. Bd., ferner Kleinlogel, Bewegungsfugen im Beton- und Eisenbetonbau, Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn. (2. Auflage erscheint Ende 1937.)

Beton- und Eisenbetonleitungen.

Bearbeitet von Dr.-Ing. Erwin Marquardt, Oberbaurat, München.

A. Allgemeines[1]).

I. Die Verwendungsgebiete

von Beton- und Eisenbetonleitungen haben in den letzten 20 Jahren aufserordentlich zugenommen. Durch 2. Vierjahresplan (Eisenersparnis!) sind Anwendungsgrenzen noch weiter hinausgeschoben, abgesehen davon, dafs durch Verbesserungen in Baustoffauswahl und Herstellungsverfahren vielfach die Gleichwertigkeit, ja Ueberlegenheit gegenüber älteren Leitungsbaustoffen (Eisen, Steinzeug) nachgewiesen. Zu wenig ist bekannt, dafs mehr als 40jährige Erfahrungen auf diesem Gebiet vorliegen und bisher allein Eisenbetonrohrleitungen von über 3000 km Gesamtlänge in allen Erdteilen ausgeführt sind

Die wichtigsten Anwendungsgebiete sind: Strafsen- und Bahndurchlässe [6], städtische Abwasserleitungen nach dem Trenn- und Mischverfahren, industrielle Abwasserleitungen, Be- und Entwässerungsleitungen, Trinkwasserleitungen, Hang- und Druckleitungen für Wasserkraftanlagen, Unterwasserleitungen, Spülversatzleitungen, Kabelleitungen, Entaschungsanlagen, Luftschutzräume.

II. Vorteile.

a) Allgemein: Bei Herstellung an der Baustelle billigere Zufuhrkosten, bei nicht betongefährlichen Wässern und Böden hohe Lebensdauer;

b) gegenüber Steinzeugrohren: Geringe Bruchgefahr beim Befördern und Verlegen, genauere Form, Möglichkeit nachträglicher Abzweigungen ohne Beschädigung des Rohres, bei Lichtweiten > 35 cm geringere Kosten;

c) gegenüber Gufseisen- und Stahlrohren: Kein Rosten von aufsen, keine Verkrustung im Innern, daher nicht abnehmende, sondern zunehmende hydraulische Leistungsfähigkeit, keine Unterhaltung und Ausbesserung, geringe Wärmeleitfähigkeit;

d) gegenüber Holzrohren: Keine Notwendigkeit ständiger Füllung, völliger Schutz der Eisenbewehrung gegen Angriff von aufsen.

III. Nachteile

gegenüber Eisenrohren: Hohes Gewicht, unbewehrt nur bei kleinen Innendrücken verwendbar.

IV. Chemisches Verhalten gegen Abwässer und Grundwasser [13].

Jahrzehntelange Streitfrage Steinzeug- oder Betonrohre heute dahin entschieden, dafs — abgesehen von den seltenen Fällen, in denen durch chemische Zusammensetzung der Abwässer oder des Grundwassers (sauer oder salzig) schädliche Einwirkung stattfinden kann — in der Regel die Kostenfrage entscheidend ist [9]. Ueberall dort jedoch, wo in Betonleitungen Gewerbe- oder Industrieabwässer abzuleiten sind, in denen gefährliche Anreicherungen schädlicher chemischer Verbindungen auftreten können, müssen Betonleitungen durch säurefeste Auskleidung (Steinzeug, Asphaltfutter, Innenanstrich mit bituminösen Stoffen, Verwendung von Schmelzzement) geschützt werden. Weiter sind Betonleitungen gegen ausschleifende Wirkung des in den Abwässern enthaltenen Sandes durch korrosionsfesten Sohlenschutz zu sichern, wenn Abflufsgeschwindigkeit dauernd (bei Trockenwetter) $> 1{,}1-1{,}3$ m/s.

[1]) Vgl. das auf S. 190 enthaltene Schriftenverzeichnis.

V. Berechnung von Leitungen.

1. Hydraulische Querschnittsbestimmung. Genügend genau ist mit kleiner Kutterscher Formel:

$$Q = F v = F \cdot \frac{100\, R^{0,5}}{m + R^{0,5}} \cdot R^{0,5}\, J^{0,5},$$

wo für Abwasserleitungen $m = 0{,}35$ (Tafel 1 und 2).

2. Statische Berechnung.

a) Belastung. Zu berücksichtigen ist Innen- und Aufsendruck sowie Lagerungsart der Rohrleitung im Rohrgraben. Für Innendruck sind hydrostatische und -dynamische Grundlagen mafsgebend. Für Aufsendruck haben sich bisher übliche Berechnungsarten (Büsing, Frühling usw.) als unrichtig erwiesen [2]. Insbesondere mufs nach Graben- und Dammleitungen unterschieden werden. Die von Einfüllmassen herrührende Aufsenlast ist (Abb. 1):

bei Grabenleitungen: $G_e = C_g \cdot \gamma \cdot B_g^2$ (Abb. 2)

bei Dammleitungen: $G = C_d \cdot \gamma \cdot B_l^2$.

Weitere Rechenhilfsmittel zur Ermittlung der Erd- und Verkehrslasten in [2].

Zur Bemessung von Kreis- und Eirohrleitungen hat Verfasser für die praktisch vorkommenden Lagerungsfälle Formeln abgeleitet [1]. Für den bei grofsen Kanälen häufigen Hauben- oder Maulquerschnitt erhält Gewölbe Stützlinienform [14, 15].

B. Rohrleitungen.

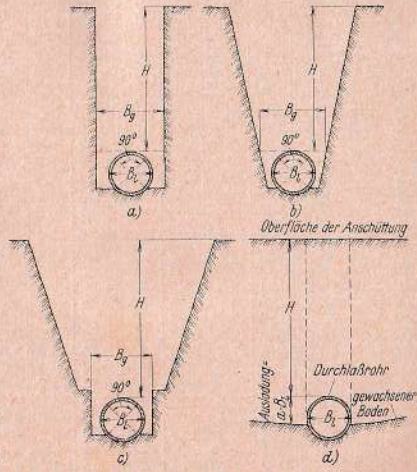
I. Gewöhnliche Betonrohre.

1. Form der Rohre: kreisrunde Rohre mit und ohne Fufs, eiförmige Rohre mit Fufs. Aufserdem Sonderformen (viereckige, gedrückte, eiförmige Rohre für Trennentwässerungen, d. h. mit 2 Abflufsquerschnitten in einem Rohr, zwei- und vierteilige eiförmige Rohre, Atlasrohre der Fa. Hüser u. Co., G. m. b. H., Obercassel, für hohe Belastungen) und Kanalisationsgegenstände (Rohre mit Einlässen, Uebergangs-, Abzweig- und Bogenrohre, Böschungsköpfe usw.). Für Abwasserleitungen werden auch Betonrohre mit Steinzeugsohlschalen geliefert.

DIN 1201 enthält die genormten Abmessungen für runde und eiförmige Rohre mit Fufs sowie deren Bruchlasten.

2. Herstellung [1, 8].

a) Baustoffe von grofser Wichtigkeit für gutes Betonrohr: erstklassiger Zement (auch Eisenportland- und Hochofenzement). Zuschläge sorgfältig in richtiger



a) b) u c): Verschiedene Formen von Grabenleitungen.
d): Dammleitung unter einer Anschüttung (Durchlafs).

Abb. 1. Lasten auf Graben- und Dammleitungen.

Zusammensetzung (auch des Sandes!) nach den Leitsätzen des Deutschen Beton-Vereins (s. I Teil). Unkenntnis und Vernachlässigung richtiger Korngzusammensetzung bei kleinen Betrieben Ursache ungleichmäfsiger Güte und zahlreicher Mifserfolge mit Betonrohren.

Gutgeleitete Tiefbauämter fordern bei Vergebung von Lieferungen Nachweis und dauernde Ueberwachung der Zuschläge nach Leitsätzen des Deutschen Beton-Vereins. Dies ist wichtiger als Prüfung einzelner Proberohre!

Tafel 1. Leistungsfähigkeit

Q in l/s

Durchmesser mm		100		125		150		200		300		400	
Gefälle 1:	J	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
10	0,10000	1,55	12 2	1,86	23,0	2,18	39,0	2.75	87,0	3,79	258	4,74	500
20	5000	1,10	8.7	1,32	16,3	1,55	27.0	1,95	61,0	2,69	190	3,36	42[illegible]
30	3330	0,90	7,1	1,03	13,3	1 26	22,0	1,59	50,0	2,20	155	2.75	34[illegible]
40	2500	0,77	6.1	0,93	11,4	1,09	19,3	1,37	43,0	1,90	134	2,37	29[illegible]
50	2000	0.69	5,4	0,84	10,4	0,98	17,2	1,24	39,0	1,70	121	2,13	26[illegible]
60	1670	0.63	5,0	0,75	9,4	0,89	15,7	1,12	35,0	1,55	110	1,94	24[illegible]
70	1430	0,59	4,6	0,71	8,7	0,83	14,6	1,04	33,0	1,44	102	1,80	22[illegible]
80	1250	0,55	4,3	0,66	8,2	0,77	13,7	0,97	31,0	1,34	95	1,68	21[illegible]
90	1110	0,51	4.1	0,62	7,6	0,72	12.8	0,91	29,0	1,26	89	1,58	19[illegible]
100	1000	0,49	3,9	0,59	7,3	0,69	12,2	0,87	27,0	1,20	85	1,50	18[illegible]
125	0,00800	0,43	3,5	0,53	6,5	0,62	10,9	0,78	25,0	1,07	76	1.34	16[illegible]
150	670	0.40	3,2	0,48	6,0	0,56	10,0	0,71	22,0	0,98	69	1,23	15[illegible]
175	570	0,37	2,9	0,45	5,5	0,52	9,2	0,66	21,0	0,91	64	1,13	14[illegible]
200	500	0,35	2,7	0,42	5.2	0,49	8.6	0,62	19,4	0,84	60	1,06	13[illegible]
250	400	0,31	2,4	0,37	4,6	0,44	7,7	0,55	17,3	0.76	54	0,95	11[illegible]
300	330	0,28	2,2	0,34	4,2	0,40	7,1	0,50	15,8	0.69	49	0,87	10[illegible]
350	286	0,26	2.1	0,32	4,0	0.37	6.5	0.47	14.7	0,64	45	0.80	10[illegible]
400	250	0,24	1,9	0,29	3,6	0,34	6,1	0,44	13,7	0.60	44	0,75	9[illegible]
450	222	0,23	1,8	0,28	3,4	0,33	5.8	0,41	12,9	0.57	40	0 71	8[illegible]
500	200	0,22	1,8	0,26	3,3	0,31	5,5	0,39	12,4	0,54	38	0,67	8[illegible]
550	0,00182	0,21	1,7	0.25	3.1	0,29	5,2	0,37	11,7	0,51	36	0.64	81
600	167	0,20	1,6	0,24	3,0	0,28	5,0	0.36	11,2	0 49	35	0,61	77
650	154	0,19	1,5	0,23	2,9	0,27	4,8	0.34	10,7	0,47	33	0.59	74
700	143	0.19	1,5	0,22	2,8	0,26	4.6	0.33	10,4	0.45	32	0,57	71
750	133	0.18	1,4	0,22	2,7	0,25	4,5	0,32	10.0	0,44	31	0,55	69
800	125	0,17	1,4	0.21	2.6	0,24	4,3	0,31	9,7	0,42	30	0,53	67
850	118	0.17	1,3	0,20	2,5	0,24	4,2	0.30	9,4	0,41	29	0.51	65
900	111	0,16	1,3	0,20	2 4	0,23	4,1	0,29	9,1	0,40	28	0,50	63
950	105	0.16	1,3	0,19	2,4	0,22	4,0	0,28	8.8	0,39	28	0,49	61
1000	100	0,15	1,2	0.19	2,3	0,22	3,9	0,28	8,7	0,38	27	0.47	60
1100	0,00091	0,15	1,2	0 18	2,2	0,21	3,7	0,26	8,5	0,36	26	0,45	57
1200	83	0,14	1,1	0,17	2,1	0,20	3,5	0,25	8.0	0,35	25	0,43	55
1300	77	0.14	1,1	0,16	2,0	0,19	3,4	0,24	7 6	0,33	24	0,42	52
1400	71	0,13	1,0	0,16	2,0	0,18	3,3	0,23	7,3	0,32	23	0,40	50
1500	67	0,13	1,0	0,15	1,9	0,18	3,2	0,22	7,1	0,31	22	0,39	49
1600	63	0.12	1,0	1.15	1,8	0,17	3,1	0,22	6,8	0,30	21	0,37	47
1700	59	0.12	0.9	0,14	1,8	0,17	3,0	0,21	6,7	0,29	21	0,36	46
1800	56	0,12	0,9	0.14	1,7	0,16	2,9	0,20	6,5	0.28	20	0.35	44
1900	53	0,11	0,9	0,14	1,7	0,16	2,8	0,20	6,3	0,28	20	0,34	43
2000	50	0,11	0,9	0,13	1,6	0,15	2,7	0,19	6,1	0,27	19	0,34	42

b) Herstellungsverfahren.

Handarbeit: kleinere Durchmesser (hauptsächlich Dränrohre) in liegenden Formen gegossen. Rohre mittleren und gröfseren Durchmessers (> 30 cm) in stehenden Formen aus Eisen oder Holz mit mäfsig feuchtem Beton gestampft. Höhe der Stampfschicht lose aufgeschüttet nicht über 10 cm.

Beim Giefsen mit nasser Mischung mehr Formen nötig.

Ausgeschalte Rohre täglich anfeuchten, nach drei bis sechs Tagen umlegen.

vollaufender Kreiskanäle.

v in m/s.

m = 0,35

500		600		700		800		900		1000		1200	
v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
5,62	1103	6,41	1814	7.20	2768	7,93	3985	8,63	5473	9,29	7300	10,52	11882
4,99	782	4,55	1286	5,11	1962	5,62	2825	6,12	3880	6,59	5174	7.46	8122
4,26	639	3,71	1050	4,17	1603	4.58	2308	5,00	3170	5,38	4227	6,09	6881
3,81	551	3,21	907	3,60	1384	3,97	1992	4,31	2737	4 65	3650	5,26	5941
3,53	496	2,88	815	3,24	1244	3,56	1791	3,88	2459	4.17	3280	4,73	5339
3,30	450	2,62	741	2,94	1130	3,24	1630	3.52	2234	3.79	2880	4,30	4850
3,14	419	2,44	689	2,74	1051	3,01	1513	3.28	2078	3,53	2762	4,00	4512
2,99	391	2,27	643	2.55	981	2.71	1412	3,06	1942	3,29	2587	3.73	4211
2,87	367	2,13	603	2,39	920	2,64	1324	2,87	1819	3,09	2426	3.50	3948
2,78	349	2,03	574	2,28	876	2,51	1261	2,73	1732	2,94	2310	3,33	3760
2,59	312	1,81	513	2,04	784	2,25	1128	2,44	1550	2.63	2070	2,98	3350
2,46	286	1,66	469	1.87	716	2,05	1031	2,23	1414	2,49	1894	2,17	3065
2,34	264	1,54	435	1,73	664	1,90	955	2,06	1312	2,23	1747	2.52	2845
2,26	247	1,44	406	1,61	621	1,78	884	1,93	1230	2.08	1640	2.36	2665
2,13	221	1.28	363	1,45	555	1,59	799	1.73	1098	1.86	1460	2,11	2380
2,03	202	1,17	332	1,32	507	1,45	729	1,58	1000	1,70	1335	1,93	2170
1,95	187	1,09	308	1,22	469	1,34	675	1,46	927	1,57	1235	1,78	2010
1,89	175	1,02	287	1,14	438	1,26	630	1,36	867	1,47	1155	1,66	1925
1,84	165	0,96	271	1,08	414	1,18	595	1,29	818	1.39	1090	1,57	1775
1,79	156	0,91	257	1,02	392	1,12	565	1,22	775	1,31	1035	1,49	1680
1,76	149	0,86	245	0.97	374	1,97	539	1,16	740	1,25	985	1 42	1605
1,73	143	0,83	235	0,93	358	1,02	516	1,11	708	1.20	944	1,36	1545
1,70	137	0,80	225	0.90	344	0,98	495	1,07	680	1.15	906	1,30	1475
1,67	132	0,77	217	0,86	332	0,95	478	1.03	655	1,11	875	1.26	1425
1,65	127	0,74	210	0,83	320	0,92	461	0,99	633	1 07	844	1,22	1374
1,63	124	0,72	203	0,81	310	0,89	448	0,96	613	1,04	817	1,18	1330
1,61	120	0,70	196	0,78	301	0,86	434	0,93	584	1,01	782	1,14	1290
1,59	116	0,67	192	0,76	292	0,83	421	0 91	578	0,98	770	1,11	1255
1,58	113	0.66	186	0,74	284	0.82	410	0,89	568	0,95	750	1,08	1225
1,56	110	0,64	182	0,72	277	0,80	399	0,85	549	0,93	732	1,05	1190
1,54	105	0,61	174	0,69	264	0,76	380	0,82	523	0,88	695	1,00	1135
1,51	101	0,58	166	0 66	253	0,72	364	0,79	500	0,85	666	0,96	1085
1,49	97	0,56	160	0.63	243	0,70	350	0,76	481	0,82	641	0,92	1045
1,48	93	0,54	153	0 61	234	0.67	337	0,73	466	0,78	617	0,89	1005
1,46	90	0,52	148	0.59	227	0.65	326	0,70	446	0.76	595	0,86	970
1,44	87	0,51	143	0.57	219	0.63	315	0,68	433	0,73	578	0,83	940
1,43	85	0,49	140	0,55	213	0 61	307	0,66	420	0.71	560	0,81	910
1,42	82	0,48	135	0.54	207	0,59	297	0,64	408	0,69	543	0,78	885
1,41	80	0,47	132	0,53	201	0,58	290	0,62	398	0,67	530	0,77	863
1,40	78	0,45	128	0,51	196	0,56	282	0,61	388	0,66	517	0,74	842

Tafel 2. Leistungsfähigkeit vollaufender Eikanäle.

Q in l/s. v in m/s. $m = 0{,}35$.

Profil mm		600/900		600/1100		700/1050		700/1200		800/1200		800/1400		900/1350		1000/1500		1000/1750		1100/1650		1200/1800		1300/1950		1400/2100	
Gefälle 1:	J	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
10	0,10000	7,16	2961	7,59	3914	8,00	4507	8,37	5517	8,81	6474	9,25	[illegible]	9,57	8905	10,31	11839	10,81	14844	11,01	15300	11,69	19337	12,35	23970	12,98	29229
20	5000	5,08	2099	5,38	2774	5,67	3195	5,93	3911	6,24	4589	6,55	[illegible]	6,78	6312	7,31	8392	7,66	10523	7,80	10845	8,29	13707	8,75	16991	9,20	20720
30	3330	4,15	1715	4,40	2266	4,64	2610	4,85	3195	5,10	3749	5,35	[illegible]	5,54	5157	5,97	6856	6,26	8597	6,38	8860	6,77	11199	7,15	13881	7,52	16927
40	2500	3,58	1480	3,80	1957	4,00	2254	4,18	2759	4,40	3237	4,62	[illegible]	4,79	4452	5,15	5919	5,41	7422	5,50	7650	5,85	9669	6,17	11985	6,49	14615
50	2000	3,20	1321	3,39	1746	3,57	2011	3,73	2462	3,93	2889	4,13	[illegible]	4,27	3973	4,60	5282	4,82	6624	4,91	6827	5,22	8628	5,51	10695	5,79	13042
60	1670	2,93	1211	3,10	1600	3,27	1843	3,42	2256	3,60	2647	3,78	[illegible]	3,91	3641	4,21	4840	4,42	6069	4,50	6255	4,78	7906	6,05	9800	5,31	11951
70	1430	2,71	1121	2,87	1481	3,03	1706	3,17	2088	3,33	2450	3,50	[illegible]	3,62	3370	3,90	4481	4,09	5618	4,17	5791	4,43	7319	4,67	9072	4,91	11063
80	1250	2,53	1048	2,69	1385	2,83	1595	2,96	1952	3,12	2290	3,27	[illegible]	3,39	3150	3,65	4188	3,82	5252	3,90	5413	4,14	6841	4,37	8480	4,59	10341
90	1110	2,39	988	2,53	1305	2,67	1503	2,79	1840	2,94	2159	3,08	[illegible]	3,19	2970	3,44	3949	3,61	4954	3,67	5103	3,90	6450	4,12	7995	4,43	9749
100	1000	2,27	937	2,40	1239	2,53	1426	2,65	1746	2,79	2049	2,93	[illegible]	3,03	2818	3,26	3746	3,42	4698	3,48	4842	3,70	6119	3,91	7585	4,11	9250
125	0,00800	2,03	838	2,15	1107	2,26	1275	2,37	1561	2,49	1832	2,62	[illegible]	2,71	2519	2,92	3349	3,06	4200	3,11	4328	3,31	5471	3,49	6781	3,67	8269
150	670	1,86	767	1,97	1014	2,07	1168	2,17	1436	2,28	1678	2,40	[illegible]	2,48	2308	2,67	3068	2,81	3847	2,85	3965	3,03	5012	3,20	6212	3,37	7576
175	570	1,71	708	1,82	936	1,91	1078	2,00	1320	2,11	1549	2,21	[illegible]	2,29	2130	2,47	2832	2,59	3551	2,63	3660	2,80	4626	2,95	5735	3,11	6993
200	500	1,60	662	1,70	876	1,79	1008	1,87	1234	1,97	1448	2,07	[illegible]	2,14	1992	2,31	2649	2,42	3321	2,46	3423	2,62	4326	2,76	5363	2,91	6540
250	400	1,43	593	1,52	784	1,60	903	1,68	1105	1,76	1297	1,85	[illegible]	1,92	1784	2,06	2371	2,17	2974	2,21	3065	2,34	3874	2,47	4802	2,60	5855
300	330	1,31	541	1,39	715	1,46	823	1,53	1007	1,61	1182	1,69	[illegible]	1,75	1626	1,88	2162	1,97	2721	2,01	2794	2,13	3531	2,25	4377	2,37	5337
350	286	1,21	501	1,29	663	1,36	763	1,42	934	1,49	1096	1,57	[illegible]	1,62	1508	1,75	2004	1,83	2513	1,86	2590	1,98	3274	2,09	4058	2,20	4949
400	250	1,13	469	1,20	619	1,27	714	1,32	873	1,39	1024	1,46	[illegible]	1,51	1409	1,63	1873	1,71	2349	1,74	2421	1,85	3060	1,95	3793	2,05	4635
450	222	1,07	441	1,13	583	1,19	672	1,25	822	1,31	965	1,38	[illegible]	1,43	1327	1,54	1765	1,61	2213	1,64	2280	1,74	2882	1,84	3573	1,94	4357
500	200	1,01	419	1,07	554	1,13	638	1,18	780	1,25	916	1,31	[illegible]	1,35	1260	1,46	1675	1,53	2100	1,56	2164	1,65	2735	1,75	3391	1,84	4135
550	0,00182	0,97	399	1,02	528	1,08	608	1,13	744	1,19	873	1,25	[illegible]	1,29	1200	1,39	1596	1,46	2001	1,48	2063	1,58	2607	1,66	3231	1,75	3940
600	167	0,92	382	0,98	505	1,03	582	1,08	712	1,14	836	1,19	[illegible]	1,24	1150	1,33	1529	1,40	1917	1,42	1975	1,51	2497	1,59	3095	1,68	3774
650	154	0,89	367	0,94	485	0,99	559	1,04	684	1,09	803	1,15	[illegible]	1,19	1105	1,28	1469	1,34	1841	1,37	1898	1,45	2399	1,53	2973	1,61	3626
700	143	0,86	354	0,91	468	0,96	539	1,00	660	1,05	774	1,11	[illegible]	1,14	1065	1,23	1416	1,29	1776	1,32	1830	1,40	2313	1,48	2867	1,55	3496
750	133	0,83	342	0,88	452	0,92	521	0,97	637	1,02	748	1,07	[illegible]	1,11	1029	1,19	1367	1,25	1715	1,27	1767	1,35	2234	1,43	2769	1,50	3376
800	125	0,80	332	0,85	438	0,90	505	0,94	618	0,99	725	1,04	[illegible]	1,07	998	1,15	1326	1,21	1663	1,23	1714	1,31	2166	1,38	2685	1,45	3274
850	118	0,78	321	0,82	425	0,87	489	0,91	599	0,96	703	1,00	[illegible]	1,04	967	1,12	1285	1,17	1611	1,20	1661	1,27	2099	1,34	2602	1,41	3173
900	111	0,75	312	0,80	412	0,84	475	0,88	581	0,93	682	0,97	[illegible]	1,01	938	1,09	1248	1,14	1564	1,16	1612	1,23	2038	1,30	2526	1,37	3080
950	105	0,73	304	0,78	401	0,82	462	0,86	566	0,90	664	0,95	[illegible]	0,98	913	1,06	1214	1,11	1522	1,13	1569	1,20	1983	1,27	2458	1,33	2997
1000	100	0,72	296	0,76	391	0,80	451	0,84	552	0,88	647	0,92	[illegible]	0,96	890	1,03	1184	1,08	1484	1,10	1530	1,17	1934	1,23	2397	1,30	2923
1100	0,00091	0,68	283	0,73	374	0,76	431	0,80	527	0,84	619	0,88	[illegible]	0,92	851	0,99	1131	1,03	1419	1,05	1462	1,12	1848	1,18	2291	1,24	2793
1200	83	0,65	270	0,69	357	0,73	411	0,76	503	0,80	590	0,84	[illegible]	0,87	812	0,94	1079	0,99	1353	1,00	1394	1,07	1762	1,13	2185	1,18	2664
1300	77	0,63	260	0,67	343	0,70	395	0,73	484	0,77	567	0,81	[illegible]	0,84	781	0,90	1038	0,95	1301	0,97	1341	1,02	1695	1,08	2101	1,14	2562
1400	71	0,61	250	0,64	331	0,68	381	0,71	466	0,74	547	0,78	[illegible]	0,81	752	0,87	1000	0,91	1254	0,93	1293	0,99	1634	1,04	2025	1,10	2470
1500	67	0,59	242	0,62	320	0,65	368	0,68	450	0,72	529	0,75	[illegible]	0,78	727	0,84	967	0,88	1212	0,90	1249	0,95	1579	1,01	1957	1,06	2386
1600	63	0,57	234	0,60	310	0,63	357	0,66	437	0,70	512	0,73	[illegible]	0,76	704	0,82	937	0,86	1174	0,87	1210	0,93	1530	0,98	1896	1,03	2312
1700	59	0,55	228	0,58	301	0,62	347	0,64	424	0,68	498	0,71	[illegible]	0,74	685	0,79	910	0,83	1142	0,85	1177	0,90	1487	0,95	1843	1,00	2248
1800	56	0,53	221	0,57	292	0,60	337	0,62	412	0,66	483	0,69	[illegible]	0,72	665	0,77	884	0,81	1109	0,82	1143	0,87	1444	0,92	1790	0,97	2183
1900	53	0,52	215	0,55	284	0,58	327	0,61	400	0,64	469	0,67	[illegible]	0,69	645	0,75	858	0,78	1076	0,80	1109	0,85	1401	0,89	1737	0,94	2118
2000	50	0,51	210	0,54	277	0,57	320	0,59	391	0,62	459	0,66	[illegible]	0,68	631	0,73	839	0,77	1052	0,78	1085	0,83	1371	0,88	1699	0,92	2072

Tafel 3. Zulässige Gefälle für Abwasserleitungen.

Kanalweiten	Gefälle kleinste	Gefälle gröfste	Gefälle günstigste
Hausanschlüsse	1: 100	1:15	1: 50
Anfangsstränge ∅ 200—300 mm . . .	1: 300	1:15	1: 50—1:150
Nebenstränge ∅ 300—600 mm	1: 500	1:25	1:100—1:200
Hauptkanäle ∅ 600—1000 mm	1:1000	1:50	1:200—1:500
Grofse Sammelkanäle ∅ 1000—2000 mm	1:3000	1:75	1:300—1:750

Wichtig ist Schutz der fertigen Rohre vor Kälte und Sonnenbestrahlung, daher für jede Fabrikationseinrichtung entsprechender Lagerraum in gedeckten Schuppen nötig. Zur Vermeidung zweimaligen Umlagerns der Rohre zuweilen fahrbare Schuppen zweckmäfsig.

Maschinelles Stampfverfahren: mit handgeführten Prefsluft- oder elektrischen Stampfern. Geringe Einrichtungskosten.

Mit ortsfesten Stampfmaschinen verschiedener Bauart.

Prefsverfahren: der Kern wird unter Drehung mit fortschreitender Füllung durch Form gezogen, wobei er Betonmasse mit besonderen Ansätzen

gegen Mantelfläche prefst. Besondere Maschinen verschiedener Bauart.

Rüttelverfahren: unter Anwendung nasser Mischung, Masse durch fortgesetzte Erschütterung verdichtet, wobei Luft aus Beton-

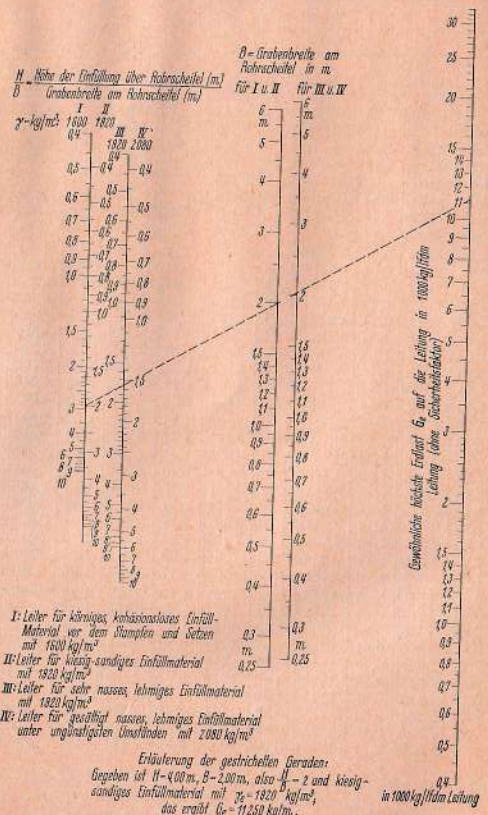


Abb. 2. Rechentafel für Erdlasten G_e auf Grabenleitungen.

gemisch ausgetrieben wird. Bei gerüttelten Rohren kann der bei Stampfrohren häufig erforderliche wasserdichtende Innenanstrich erspart werden. Einfachstes Verfahren: stofsweises Heben und Senken einer Unterlagsplatte, auf der Form befestigt ist.

Schleuderverfahren: hauptsächlich bei Eisenbetonrohren, neuerdings auch für gewöhnliche Betonrohre wirtschaftlich angewandt. (s. B II d).

II. Eisenbetonrohre [1].

Besonders für Leitungen mit Innendruck.

1. Baustoffe: Lebenswichtigkeit und hohe Beanspruchung von Druckrohrleitungen zwingt zur Verwendung von nur hochwertigen Baustoffen. Für Rohstoffe, Zubereitung und Verarbeitung der Betonmasse sind jeweils gültige Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton mafsgebend. Da Ausführung Vertrauenssache ist, sollten nur erstklassige Eisenbeton- und Fachfirmen beauftragt werden. Vorsicht bei kleinen Unternehmern. Man vermeide Preisdrückerei. Hochzugfester Zement, Zuschlagstoffe $\gtrless$ 15 mm.

Zementbeigabe 400 kg/m³, weiche bis dickflüssige Betonsteife, gleichbleibende Betoneigenschaften.

2. Berechnung [1].

a) Beanspruchung. Bei Aufsendruck s. AV 2 (S. 179) und [2]. Bei Innendruck p_i ausgedrückt in at (1 at = 1 kg/cm²). Bei innerem Halbmesser r_i (in cm) tangentiale Zugkraft im Rohrmantel

$$Z = p_i \cdot r_i \text{ (in kg/cm Rohrlänge).}$$

Zugkraft darf bei einer im Verhältnis zum Durchmesser geringen Wanddicke auf ganze Dicke der Rohrwandung gleichmäfsig verteilt angenommen werden. Bei gröfseren Durchmessern Berücksichtigung des Eigengewichts des Rohres und der Füllung erforderlich.

b) Bemessung. Gefordert ist statische Sicherheit und Wasserdichtigkeit. Da reine Zugbeanspruchung vorliegt, kann Wasserdichtigkeit durch Einhalten der statischen Sicherheit (zulässige Eisenspannung) nicht gewährleistet werden. Wasserdichtigkeit hauptsächlich abhängig von Zugfestigkeit und Dichte des Betons. Gut aufgeteilte Bewehrung verzögert in bestimmtem Mafse Entstehen der ersten, wasserdurchlassenden Risse im Beton. Bei hohem Innendruck entsprechende Wanddicke bzw. Erhöhung der Zugfestigkeit des Betons durch besondere Mittel erforderlich.

3. Herstellung.

a) Das Zisseler-Verfahren (Neue Baugesellschaft Wayfs & Freytag AG.) ist das älteste. Auf eine waagerecht drehbare Kernform wird mit Trichter eine 10—15 mm dicke Mörtelschicht aufgegossen, in die Drahtgewebe eingebettet wird. Nach dem Auftragen weiterer Mörtelschicht wird Umwicklung mit Eisendraht vorgenommen und dann durch weiteren Mörtelauftrag Rohr in gewünschter Wanddicke fertiggestellt. Auch eiförmige Rohre ausgeführt. Runde Rohre von 40—100 cm l. W. mit Wanddicken von 2,6—6,2 cm für Stadtentwässerungen.

b) Nach Bauweise Bordenave werden Rohre in 3 m Länge von fahrbarer Bühne aus in stehenden Formen gegossen. Bewehrung aus spiralförmig auf eine Trommel gewickelten kleinen I-Eisen die mit durchgesteckten Längseisen verbunden sind. Betonmischung nur Zement, Sand und Wasser.

c) Die Bauart Bonna (Frankreich, England) ist ähnlich, sieht aber für grofsen Innendruck aufser der Bewehrung inneren Blechmantel vor. Bei besonders grofsen Dükern ist auch innerhalb des Blechmantels Eisengerippe vorgesehen, das jedoch schwächer als das äufsere sein kann. Sicherheit aber auch Kosten sind hohe.

d) Schleuderverfahren [3, 4]. Die Herstellung von Eisenbetonrohren ist durch Einführung des Schleuderverfahrens technisch wesentlich vervollkommnet und verbilligt worden. Folgende Verfahren kommen vor:

α) Dyckerhoff & Widmann AG., Dresden, stellt nicht bewehrte, einfach und doppeltspiralbewehrte Schleuderbetonrohre und Eisenbetonmantelrohre mit Glockenmuffen bis zu Baulängen von 5 m her (Tafel 4). Während wirtschaftliche Grenze von gewöhnlichen Eisenbetondruckrohren im allgemeinen bei 4—6 at liegt, kann

Tafel 4.

Herstellungswerte für Eisenbetonschleuderrohre.

Lichter Durchmesser D	Dyckerhoff & Widmann AG.[1]) Spiralbewehrte Schleuderbetonrohre mit angeschleuderten Muffen						Vianini-Rohre der Firma Ed. Züblin & Co AG — Spiralbewehrte Schleuderbeton-Muffenrohre						Hume-Rohr G. m. b. H.[4])		
	Wand-dicke s	Muffen-tiefe t	Weite der Dichtungs-fuge f	Baulänge L	Gewicht für 1 lfdm Rohr einschl. Muffenanteil		Wand-dicke s	Muffen-tiefe t	Weite der Dichtungs-fuge f	Baulänge L	Gewicht für 1 lfdm Rohr einschl. Muffenanteil		Wand-dicke s	Baulänge L	Gewicht für 1 lfdm Rohr einschl. Muffenanteil
mm	mm	mm	mm	m	rd. kg		mm	mm	mm	m	rd. kg		mm	m	rd. kg
100	25	70	8	2,00	25,7		20	90	12	2,00	22		25	2,00	25
150	25	70	8	2,00	35,5		25	90	12	2,00	35		25	2,00	35
200	30	75	8	2,00	56,5		25	90	12	2,00	60		25	2,00	45
250	—	—	—	—	—		30	100	15	3,60	75		30	2,00	66
300	40	80	9	5,00	105		35	100	15	3,60	100		35	2,00	92
400	40	80	9	5,00	138		40	110	15	3,60	140		40	2,50	138
500	50	90	10	5,00	213		45	110	15	3,60	200		45	2,50	192
600	60	90	10	5,00	306		50	110	15	3,60	260		50	2,50	255
700	70	100	10	5,00	420		55	120	18	3,60	325		55	2,50	318
800	70	100	12	5,00	476		55	120	18	3,60	375		60	2,50	405
900	80	110	12	5,00	614		60	120	18	3,60	510		62,5	2,50	463
1000	80	110	12	5,00	676		65	120	18	3,60	600		65	2,50	530
1100	80	110	—[2])	5,00	750		80	150	18	3,60	800		—	—	—
1200	84	—[2])	—[2])	5,00	825		90	150	18	3,60	1000		80	2,50	770
1300	—	—	—	—	—		90	150	18	3,60	1100		—	—	—
1400	100	—[2])	—[2])	5,00	1240		100[3])	—	—	3,00	1180		—	—	—
1500	—	—	—	—	—		110[3])	—	—	—	—		100	2,50	1220
1600	—	—	—	—	—		120[3])	—	—	3,00	1470		—	—	—
1800	—	—	—	3,00	1990		130[3])	—	—	3,00	1810		125	2,50	1815
2000	120	—[2])	—[2])	—	—		—	—	—	3,00	2340		140	2,50	2250

[1]) Bei Rohren von 100 bis etwa 1200 mm l. W. werden auch ohne Bewehrung geliefert (für Kanalisationszwecke).

[2]) Alle Rohre von 100 bis etwa 1200 mm l. W. werden auch ohne Bewehrung geliefert (für Kanalisationszwecke).

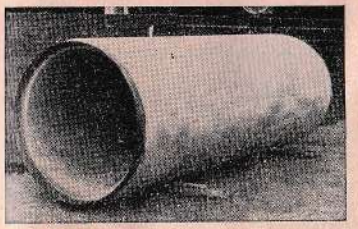


Abb. 3. Eisenbetonmantelrohr.

man diese durch Verwendung eines Blechmantels auch für erheblich höhere Wasserdrücke geeignet machen. Das Eisenbetonmantelrohr (Abb. 3 u. 6) besteht aus drei Teilen: in der Mitte liegt ein 2—3 mm dicker, wasserdicht geschweifster Blechmantel, auf der Aufsenseite wird Eisenbetonrohr stehend angegossen, während sich auf Innenseite eingeschleudertes Eisenbetonfutter befindet.

β) Bei dem von den Firmen Züblin & Co. AG., Stuttgart und Carstanjen & Co., Duisburg ausgeübten Schleuderverfahren von Vianini wird Schleuderform nicht durch Reibung von Rollen bewegt, sondern dreht sich zwischen zwei Planscheiben (Tafel 4). Für kleinere Durchmesser fahrbare Maschinen zur vorübergehenden Aufstellung am Verwendungsort (Abb. 4 a u. b, 5, 8).

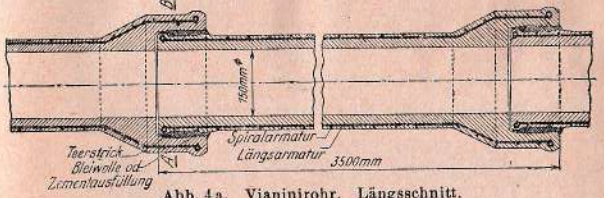
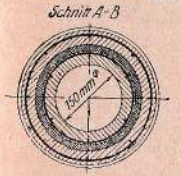


Abb. 4a. Vianinirohr. Längsschnitt.



Querschnitt.

Abb. 4b. Vianinirohr.

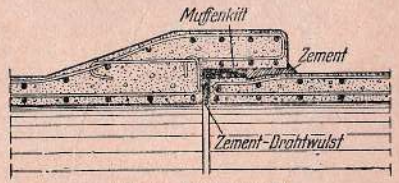


Abb. 5. Glockenmuffe.

γ) Beim Verfahren der Hume-Rohr G. m. b. H. in Kirchhain (N. L. 2) werden mehrere auf Rollen liegende Eisenformen durch Reibung in rasche Umdrehung versetzt. Durch sorgfältiges Entwässerungs- und Verdichtungsverfahren während Rohrschleuderung wird nahezu die Hälfte des Anmachwassers als ungebunden aus dem Beton beseitigt (Tafel 4).

δ) Die Superbetonrohre der AG. Hunziker & Co., Zürich, werden nach dem Schleuder- und Rüttelverfahren hergestellt. Lichtweite 20—200 cm, Baulänge 4,0—2,5 m.

ε) Die Stüssi-Rohre der Internationalen Siegwart-Balken-Gesellschaft, Luzern, werden nach einem völlig neuartigen Verfahren geschleudert: lotrechte Schleuderachse, es kommt nur erdfeuchter Beton ($w < 0,5$) zur Anwendung.

ζ) Weitere Schleuderverfahren sind die von Wolf & Co, Guben; Nolze G. m. b. H., Kaiserslautern; Lock Joint Pipe Company (gut durch-

gebildete selbstdichtende Stofsverbindungen, Abb. 7), von Moir and Buchanan, Glasgow, von Billé-Ligonnet, Paris, von Caron u. a.

e) Rohre mit Vorspannung. Die in Frage kommenden Verfahren von Emperger (Rasch-Wien) [16], Fr. Ruml, Prag [1] und Freyssinet, Paris (ausgeübt von der Neuen Baugesellschaft Wayfs-Freytag AG. [17]) zielen darauf ab, Eiseneinlagen in erhöhtem Mafse zur Aufnahme der Ringspannungen heranzuziehen und so Anwendbarkeit von Eisenbetonrohren in bisher ihnen verschlossenes Gebiet höherer Wasserdrücke hinaufzuverlegen. Spannbetonrohre von Wayfs & Freytag AG. von 400–2000 l. W., $L = 6$ m, p bis zu 100 at.

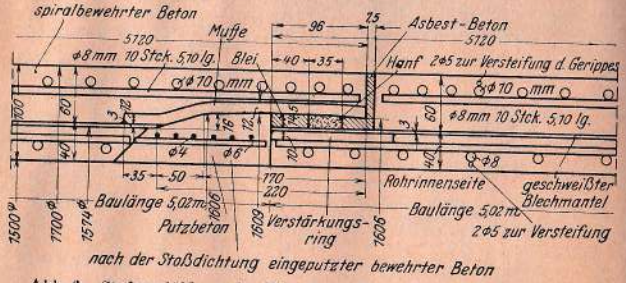


Abb. 6. Stofsausbildung der Eisenbetonmantelrohre. Bauart Dywidag.

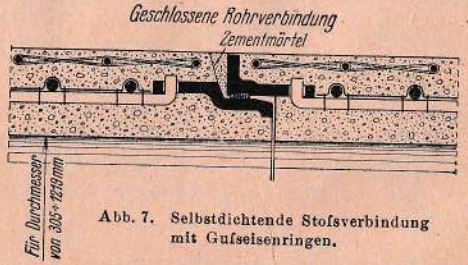


Abb. 7. Selbstdichtende Stofsverbindung mit Gufseisenringen.

f) Kombinierte Rohre [1] für Abwasserleitungen mit schädlichen chemischen Abwässern entstehen durch Auskleiden von Schleuderbetonrohren mit Asphalt (Verfahren von Dywidag, Hume-Rohr G. m. b. H., Billé-Ligonnet), Schalen aus Steinzeug, Schmelzbasalt, Prodorite, Holz- und Glasfutter. Gleichsinnig kann Gufseisen- und Stahlrohren Innenrostschutz durch Einschleudern einer Zementmörtelschicht nach dem Verfahren von Vianini, Dywidag oder Hume gegeben werden [4, 5].

III. Prüfung und Abnahme [2].

Geltende, zum Teil jedoch veraltete Vorschriften sind: „Besondere Bedingungen für die Lieferung von Zementrohren (Kanalisationsrohre aus Beton DIN 1201 und Beiblatt) und von Brunnenringen (DIN 1202)"; „Anweisung über die Behandlung von Zementrohren beim Einladen in den Eisenbahnwagen, beim Ausladen, bei der Abfuhr und beim Heranschaffen zur Lager- bzw. Baustelle", herausgegeben vom Bund der Deutschen Betonwerke und vom Deutschen Beton-Verein; „Leitsätze für die Prüfung von Zementrohren", herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein am 10. März 1909;

„Leitsätze für Ausführung von Zementrohrleitungen", herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein, Oktober 1906. Aufstellung neuzeitlicher Prüf- und Abnahmevorschriften ist im Gange.

IV. Verlegen von Rohrleitungen [1, 11].

Für Stofsverbindungen stehen zur Verfügung: Falzverbindungen, Rillendichtungen, Glockenmuffen (Abb. 4b, 5, 6 u. 7), Ueberschiebemuffen (Abb. 8).

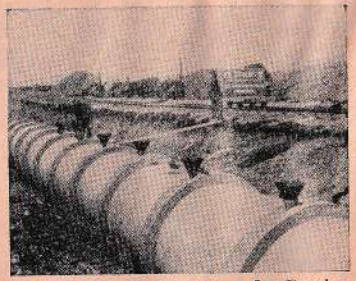


Abb. 8. Vianini-Rohrleitung, 2 m Durchm. mit Ueberschiebemuffen.

Dichtungsstoffe: Asphaltkitt, Zement oder Zementmörtel, Schwefelsandmischung. Asbeston, Sinterit, Aluminium-Wolle und -Folie, Gummi. — Das Verlegen der Rohre geschieht von unten nach oben mit Muffe entgegen Fliefsrichtung. Kreis- und Eirohre mit und ohne Fufs werden bei gröfseren Tiefen, schlechtem Baugrund usw. vielfach (besonders bei $D > 450$ mm) mit Magerbeton umstampft. Rohre ohne Fufs werden auf Lagerböcken aus Beton oder auf durchgehenden Erd-, Sand- oder Betonbettungen verlegt. Durch letztere läfst sich Widerstandsfähigkeit gegen Scheiteldruck um bis zu 220% erhöhen [1]. Aehnliche Wirkung erzielt man durch Atlasrohre der Firma Hüser u. Co., G. m. b. H., Obercassel.

Ueber Dichtigkeitsprüfung von Beton- und Eisenbetonleitungen s. [7].

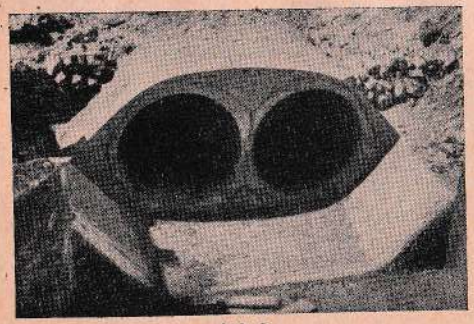


Abb. 9.
Doppelzitronenquerschnitt für die Druckleitung Ranna.

C. Ortsfeste Kanäle [1, 10, 12].

Durch Herstellen der Leitungen in zusammenhängender Bauweise auf der Baustelle ist es möglich, den durch Beförderungs- und Verlegungsschwierigkeiten gezogenen Lichtweitenbereich erheblich über 2,5 m hinaus zu verlegen (bisher ausgeführte gröfste Lichtweite 5,33 m). Zwar besitzt zusammenhängende Bauweise nicht die technischen und wirtschaftlichen Vorteile fabrikmäfsiger Fertigung: naturgegebene Erschwernisse und Zufälligkeiten der Baustelle (Witterungseinflüsse) sind in Kauf zu nehmen. Aber Bauverfahren heute weitgehend vervollkommnet. Die verschiedensten

Querschnittsformen möglich und ausgeführt für Trink-, Abwasser- und Wasserkraftleitungen, Durchlässe, Dükker, Heber- und Weitspannleitungen, Druckeinläufe für Krafthäuser, Unterwasser-, Rauchkanäle als Kreis-, Zitronen- (Abb. 9), Ei-, Ellipsen-, Halbkreis-, Hufeisen-, halbelliptischer, Parabel-, Nieren-, Rechteck-Querschnitt. Wandernde Kernschalungen auf Magerbetonschale (Abb. 10) mit Vorrichtungen zur Erleichterung des Ausschalens (Keile, Schrauben usw.). Wo Schalungstafeln mehr als 8 bis 10 mal verwendbar, sind blechbeschlagene Holztafeln den gewöhnlichen vorzuziehen. Bei Kanallängen über 300 m kommen Stahlschalungen in Frage. Hier ist auch Bauverfahren von R. Treskow, Berlin-Steglitz, zu erwähnen.

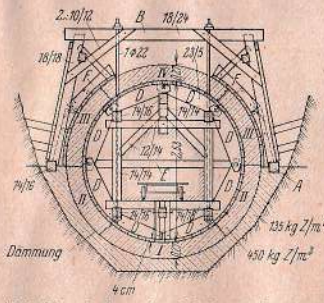


Abb. 10. Aufbau der Schalung für die Verbindungsleitung Kreuzpullach – Deisenhofen.

Einbringen des Betons in die Schalungen durch Schüttrinnen, Hosenrohre, Förderbänder, Betonpumpen.

Verdichten durch prefsluft- oder elektrischbetriebene Klopf- und Rüttelgeräte.

Schwind- und Temperaturspannungen unschädlich machen durch Längsbewehrung, Ueberdecken der Leitung alsbald nach Betonieren mit 10 cm dicker und feucht zu haltender Erdschicht, durch ununterbrochenes Betonieren während des Winters, durch abschnittsweises Betonieren (1, 3, 5. . . . Abschnitt), durch Offenlassen von 0,6–0,8 m breiten Arbeitsfugen alle 30–35 m und späteres Schliefsen, durch Einbau von Bewegungsfugen [18].

Arbeiten im Winter ist sozialpolitisch wichtig, erfordert aber besondere Schutzmafsnahmen: Umhüllung und Heizung der Betonierungsanlage, Ueberdecken der Betonierungsabschnitte, Verwendung warmen Wassers, von Frostschutzmitteln, Schmelzzement usw. [19].

Schriftenverzeichnis.

[1] Marquardt: Rohrleitungen und geschlossene Kanäle. Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., IX. Bd., Berlin 1934. — [2] Beton- und Eisenbetonleitungen — ihre Belastung und Prüfung. Berlin 1934. — [3] Geschleuderte Beton- und Eisenbetonrohre. Bautechn. 1930, Heft 40. — [4] Neuzeitliche Wasserrohrleitungen. Asph. Teer 1931, S. 747. — [5] Korrosionsschutz von Eisenrohrleitungen. Bautenschutz 1932, Heft 7—9. — [6] Die Technik der Betondurchlässe im Strafsenbau. B. u. E. 1934. Heft 2 — [7] Die Dichtigkeitsprüfung grofser Rohrleitungen und Kanäle. Gesund-Ing. 1935, Nr. 5—7. — [8] Die zeitgemäfse Herstellung und Anwendung von Beton- und Eisenbetonleitungen. B. u. E. 1934, Heft 19–20. — [9] Neue Siedlungen: Steinzeug- oder Betonrohr? Die Städtereinigung 1934, Nr. 18. — [10] Eine neue Schalungsart zum Bau kreisförmiger Kanäle. B. u. E. 1935, Heft 1. — [11] Die Ausführung von Beton-, Eisenbeton- und Steinzeugrohrleitungen. Zement 1935, Nr. 45—50. — [12] Ein neues Verfahren zum Bau von Eisenbetondükern. B. u. E. 1936, Heft 5—6. — [13] Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus Beton im Moor, in Moorwässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern. Aufgestellt vom Deutschen Ausschufs für Eisenbeton, Berlin 1931 — [14] Vietinghoff, B. u. E. 1922, S. 283. — [15] F. von Bülow, B. u. E. 1923, S. 291; 1924, S. 236; 1931, S. 409. — [16] Emperger, B. u. E. 1929, S. 297. — [17] Lenk, B. u. E. 1937, H. 10. — [18] Kleinlogel, Bewegungsfugen 2. Aufl., Berlin 1937. — [19] Kleinlogel, Winterarbeiten im Beton- und Eisenbetonbau. Berlin 1932. — [1, 2, 13, 18, 19]: Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

Balken- und Rahmenbrücken aus Eisenbeton[1]).

Bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. A. Berrer, Schanghai-Woosung.

A. Entwurfs- und Ausbildungsgrundlagen.

Als Grundlagen der Berechnung und Ausbildung der Balkenbrücken aus Eisenbeton gelten für das Deutsche Reich zunächst die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von 1932, Stand Februar 1937, kurz „D. Best. 1932“[2]) und die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken von 1933 (DIN 1075), kurz „Ber.-Grdl.“ sowie Rderl. des Reichs- u. Preuß. Verkehrsministers vom 16. 6. 37 — W 2 T 3, 185 —[3]); ferner sind zu beachten: DIN 1071, Strafsenbrücken, Abmessungen (mit Beiblatt); DIN 1072, Strafsenbrücken, Belastungsannahmen (mit Beiblatt); DIN 1182/83, Feldwegebrücken; DIN 1077, Richtlinien für die Ueberwachung und Prüfung massiver Strafsenbrücken; DIN 1661, Flufsstahl; DIN 1681, Stahlgufs; DIN 1691, Gufseisen; Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) von 1934[4]), Anweisung für Mörtel und Beton (AMB) 2. Amtl. Ausgabe von 1936[5]) sowie Vorl. Anweis. f. Abdichtung von Ingenieurbauwerken (AIB)[2]) der DRB. Schliefslich sei auf Gehler, Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen[2]) hingewiesen.

1. Unterscheidung der Balkenbrücken nach der Tragwerkart.

Nachstehend aufgeführte Ausführungsarten werden im Abschnitt B eingehend behandelt:

Plattenbrücken, das sind solche Brückenbauwerke — meist kleinere Durchlässe —, deren Tragwerk durch eine bewehrte Platte gebildet wird. Unter Umständen kann die Bewehrung durch einzelne I-Träger gebildet werden (s. S. 209)

Plattenbalkenbrücken. Die Hauptträger sind Plattenbalken mit mehreren Tragrippen, oder — heute, wenn angängig, bevorzugt — mit zwei Rippen, die dann als ausgesprochene Hauptträger in Erscheinung treten. Umrifslinien parallel oder unten einer Kurve oder gebrochenen Linie folgend. Hier ist man in der Lage, sich dem Verlauf der Biegemomente anzupassen (s. S. 211).

Trogbrücken. Zwischen den beiden Hauptträgern liegt — wegen knapper Bauhöhe versenkt — die Fahrbahn. Fufswege meist aufserhalb der Hauptträger auskragend (s. S. 220).

Rahmenbrücken sind Brücken mit balkenförmigen Hauptträgern oder Tragrippen, die mit den Stützen biegefest verbunden sind. Sie unterscheiden sich von den Balkenträgern dadurch, dafs bei lotrechter Belastung aufser den lotrechten auch waage-

[1]) Ausführlicheres, namentlich auch Einzelheiten, s. Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Band VI, Balkenbrücken (Gehler), Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn; ferner: Mörsch, Der Eisenbetonbau, Band II, 2, Stuttgart 1933, Wittwer; Kersten, Brücken in Eisenbeton, Teil I, Platten- und Balkenbrücken. 6. Aufl., 1928, und Teil III, Rechnungsbeispiele, 2. Aufl., 1935, Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

Wegen der statischen Berechnung vgl. Teil I, Kapitel Baustatik; ferner Beyer, Die Statik im Eisenbetonbau, 2. Aufl., 2 Bde., Berlin 1933/34, Springer; Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., I. Band, Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn; Mörsch, a. a. O., Bd. II, 3.

[2]) Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin. Die Normblätter sind zu beziehen durch den Beuth-Verlag, Berlin S 14.

[3]) Bautechn. 1937, Heft 32, S. 428.

[4]) Als 2. Beilage zum Zentralblatt der Bauverwaltung 1936. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

[5]) Als 4. Beilage zum Zentralblatt der Bauverwaltung 1936. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

rechte Auflagerkräfte hervorgerufen werden, weshalb die Riegel nicht auf Biegung allein, sondern auf Biegung mit Achskraft beansprucht sind (s. S. 222).

Sonderausführungen, die seltener zur Ausführung kommen und sich in keine der vorstehenden Brückenarten einreihen lassen (Fachwerkbrücken, Kanalbrücken, Brücken aus Fertigbauteilen)[1].

2. Belastungsannahmen und zulässige Beanspruchungen.

a) Die **Eigengewichte** setzen sich zusammen aus dem Gewicht der Haupttragwerke aus Eisenbeton und dem der Fahrbahn. Ersteres im allg. unter Zugrundelegung eines Raumgewichts von 2,4 ermitteln. Für die Abdeckung des Tragwerks durch Asphalt als Raumgewicht 2,5, für Beton 2,2, für Schotterbett 2,0, für Kies 1,7 (nafs 2,0), Sand 1,6 (nafs 2,1), für Packlage 2,2, für Steinpflaster (Granit) 2,5, für Hartholz bzw. getränktes Kiefernholz 1,1 bis 1,0 zugrunde legen.

Ueberschlägliche Gewichte von Fahrbahndecken: Granit-, Porphyr- oder Grünsteinpflaster von 16 cm Höhe auf 5 cm dickem Kies- oder 2 cm dickem Zementmörtelbett 500 kg/m²; Kleinpflaster (12 cm) + Kies (4 cm) 380 kg/m²; Hartholzpflaster (10,5 cm) in Asphalt versetzt (0,5 cm) rd. 125 kg/m²; dsgl. bei Kiefernholz 110 kg/m²; Steinschlagbahn, 25 cm dick, 500 kg/m².

b) Als **Verkehrslast** für Strafsenbrücken kommen Menschengedränge, Einzellasten oder deren Ersatzlasten in Frage (Regellasten s. unten).

1. Menschengedränge von 300 bis 500 kg/m², gleichmäfsig über die Fahrbahn verteilt; für städtische Hauptverkehrswege auf Grund örtlicher Bestimmungen u. U. mehr.

2. Einzellasten, und zwar schwere Wagen mit in der Regel 2 bis 4 t Achsgewicht und einem Abstande der beiden Achsen von 2,5 bis 3,5 m sowie elektrische Strafsenbahnen, Dampfwalzen und gegebenenfalls landwirtschaftliche Maschinen (DIN 1183).

Die Lasten elektrischer Strafsenbahnen sind örtlich verschieden. Im allg. genügen die für Klasse I (s. unten) berechneten Brücken auch für die üblichen Strafsenbahnlasten. Neuere Strafsenbahnwagen haben aber z. T. Lasten, die über die Regellasten für Lastkraftwagen hinausgehen. Für die neue Moselbrücke in Koblenz waren z. B. weit höhere Schnellbahnlasten vorzusehen, und zwar zwei nebeneinander stehende, je 3 m breite und beliebig lange Wagenzüge nach Abb. 1a und daneben Menschenlast von 0,4 t/m²; für die Fahrbahnberechnung Einzelwagen nach Abb. 1b.

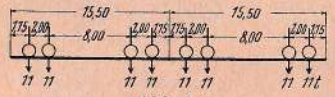


Abb. 1a.

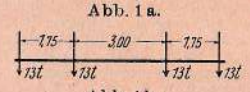
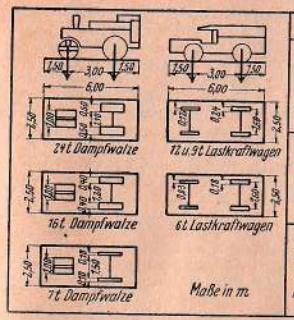


Abb. 1b.

In den Deutschen Normen — DIN 1072 — sind die Strafsenbrücken nach der Gröfse der Belastung in vier Klassen eingeteilt, für welche die auf S. 193 zusammengestellten Regellasten gelten.

Es ist mit einer Dampfwalze und je nach Fahrbahnbreite einem oder zwei danebenstehenden Lastwagen, umgeben von Menschenlast, zu rechnen Hintereinander stehende Fahrzeuge sind nicht anzunehmen. Fahr.

[1]) Bogenträger mit Zugband sind bezüglich der äufseren Kräfte zwar als Balken anzusprechen. Hinsichtlich ihrer Berechnung und Gestaltung gehören sie aber zu den Bogenträgern. Vgl. daher Kap. Gewölbte Brücken.



Brückenklassen			I	II	III	IV
Dampfwalze	Gesamtgewicht	t	24	16	7	ohne Regellasten
	Vorderrad	t	10	7	5	
	Hinterrad	t	7	4,5	1	
	Ersatzlast	t/m²	1,6	1,1	0,5	
Lastkraftwagen	Gesamtgewicht	t	12	9	6	
	Vorderrad	t	2	1,5	0,75	
	Hinterrad	t	4	3	2,25	
	Ersatzlast	t/m²	0,8	0,6	0,4	
Menschengedränge (auch als Ersatz für andere Lasten s. oben)	für Hauptträger: l = 0 – 2,5 m	t/m²	0,5	0,45	0,4	
	für Hauptträger: l = 2,5 – 12,5 m		geradlinig einzuschalten			
	für Hauptträger: l = > 12,5 m	t/m²	0,4	0,35	0,3	
	für übrige Teile	t/m²	0,5	0,45	0,4	

zeugachse stets parallel zur Brückenachse Grundfläche der Fahrzeuge bei Berechnung von Haupt- und Querträgern nicht über die Schrammkante hinausragen lassen.

Zur Berechnung der Hauptträger bei $l > 30$ m, ferner der Widerlager und Pfeiler können statt der Einzellasten die Ersatzlasten eingeführt werden. Einzellasten, Ersatzlasten sowie Menschenlast auf der Fahrbahn (nicht aber auf Fufswegen) sind mit Stofszuschlag (S. 194) einzuführen.

Die Brücken der Reichs-Autobahnen sind mit den Lasten der Klasse I zu berechnen.

Ausnahmsweise sind bei Werkzufahrten u. dgl. schwerere Lasten (z. B. Wagen zur Beförderung von Transformatoren) anzunehmen, bei Klasse II und III nötigenfalls die Dampfwalzen der höheren Klassen. Dabei darf die Brücke für sonstigen Verkehr gesperrt angenommen werden. Für die Fahrbahnberechnung der neuen Moselbrücke in Koblenz war z. B. ein 7,5 m langer Lastwagen mit einem Achsstand von 3,5 m und Achslasten von 10 t vorgeschrieben.

Für Brücken unter Eisenbahngleisen sind die Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) von 1934 bzw. die Vorschr. d. Reichsverkehrsministers vom 26. 7. 26 für Brücken der Privateisenbahnen, für Kleinbahnen und Anschlufsgleise ist die Verordnung des preufs. Min. f. Handel u. Gew. von 1926 mafsgebend. Nach BE ist je nach der Schwere des Verkehrs ein *N*-, *E*- oder *G*-Lastenzug zugrunde zu legen.

Aufser zwei Tenderlokomotiven sind für Lastenzug *N* und *E* einer- oder beiderseits Grofsgüterwagen mit 4 Achsen von je 20 t Last und Achsabständen von 1,5, 1,5, 4,0, 1,5 und 1,5 (= 10 m Ge-

Lastenzug	Gesamtlänge	Achsenzahl	Achslast	Gesamtgewicht	Achsabstand
N Tender-Lokomotive	12,8 m	7	25 t	175 t	1,6 m
E Tender-Lokomotive	13,5 m	6	20 t	120 t	1,5 bzw. 3,0 m ab Puffer
G Tender-Lokomotive	11,0 m	5	18 t	90 t	1,5 bzw. 2,0 u. 3,0 m ab Puffer

samtlänge), bei Zug G zweiachsige Wagen von 16 t Achslast und Achsabständen von 1,5, 5,0 und 1,5 m (= 8,0 m Gesamtlänge) anzunehmen. Falls ungünstiger, ist bei E-Strecken eine Lastengruppe $3 \cdot 25$ t in je 1,6 m Abstand zu wählen (für Fahrbahnteile), bei G-Strecken ein Lastenzug aus 1 Lokomotive, 2 Grofsgüterwagen und an diese angehängte 8 m-Wagen. Ueber Lastverteilung der Einzellasten, Stofszahlen, Winddruck und Wärmeschwankungen vgl. weiter unten, über Fliehkraft und Belastung von Gehwegen an Eisenbahnbrücken s. BE.

Die von der Verkehrslast hervorgerufenen Momente, Quer- und Längskräfte der Fahrbahnteile, der Hauptträger, Stützen und Lager sind mit den aus der Zusammenstellung für die verschiedenen Brückenarten und Ueberschüttungshöhen zu entnehmenden **Stofszahlen** φ zu vervielfachen. Bei einer Menschenbelastung auf Fufswegen und Fufsgängerbrücken ist eine Stofszahl nicht erforderlich, wohl aber für das Menschengedränge auf der Fahrbahn von Strafsenbrücken, das dort als Ersatz rollender Verkehrslast gedacht ist.

Als **seitlicher Druck auf die Geländer** ist eine in Geländer-Holmhöhe wirksame waagerechte Kraft von 80 kg/lfd. m (bei Bahndienststegen 50) einzuführen. Wird das Geländer unmittelbar durch einen Hauptträger unterstützt, so ist diese Kraft nur mafsgebend für das Geländer selbst, während bei herauskragender Fufsweganordnung das aus dieser waagerechten Kraft sich ergebende Biegemoment auch für den Konsolanschlufs an die Träger in Rechnung zu stellen ist.

Stofszahl φ für Balken- und Rahmenbrücken.

	Brücken unter Strafsen und Strafsenbahngleisen	Brücken unter Eisenbahn- und Industriegleisen bei einer Schotterbettdicke von Meter					
		0,0†)	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5
a) Fahrbahntafel einschl. der Längs- und Querträger und der Rippen*)	1,4	1,65	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
Hauptträger, die ganz oder teilweise einen Bestandteil der Fahrbahntragwerke bilden oder in unmittelbarer Verbindung mit ihnen stehen, bis 10 m Stützweite*)	1,4	1,65	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
Dsgl. 10 bis 70 m Stützweite	1,3 bis 1,0**)						
b) Alle übrigen Hauptträger, z. B. bei Trogbrücken, die nur mittelbar durch Querträger mit der Fahrbahn in Verbindung stehen, bis $l = 10$ m Stützweite	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2	1,0
Dsgl. 10 bis 50 m Stützweite	1,2 bis 1,0**)						

*) Diese Stofsziffern sind um 10 vH. zu erhöhen, wenn ausnahmsweise die Schienenstöfse auf der Brücke nicht geschweifst sind.

**) Zwischenwerte gradlinig einschalten; für $l > 70$ bzw. 50 m: $\varphi = 1{,}0$.

†) Nur bei Industriegleisen zulässig. Bei Holzschwellen kann φ auf 1,6, 1,55 bzw. 1,2 vermindert werden.

c) **Wärme- und Schwindwirkung.** Wärmewirkungen in den Bauteilen sind, ausgehend von einer mittleren Ausführungstemperatur von in der Regel + 10° C, entsprechend den in Deutschland vorkommenden Temperaturen mit ± 15 bis 20° in Rechnung zu stellen. Diese Zahl kann bei Bauteilen mit geringster Abmessung ≥ 70 cm oder bei Schutz durch Ueberschüttung od. dgl. um 5° ermäfsigt werden (s. DIN 1072).

Für die Schwindwirkung ist bei statisch unbestimmten Tragwerken ein Temperaturabfall in Rechnung zu stellen, der bei Rahmenbrücken und ähnlichen Bauten zu 15° anzunehmen ist.

Bei Brücken, deren Gleise in Bogen liegen, ist die **Fliehkraft** gemäfs BE zu berücksichtigen.

d) **Zusatzkräfte.** Der **Winddruck** ist in der Regel für die schweren und steifen Eisenbetonbalkenbrücken von unerheblichem Einflufs. Winddruck bei belasteten Brücken mit 150 kg/m² (Fufsgängerbrücken 75 kg/m²), bei unbelasteten mit 250 kg/m² in Rechnung stellen; die Windrichtung wird waagerecht eingeführt. Bei mehreren nebeneinander stehenden vollen Tragwänden ist die vorderste Wand entsprechend ihrer Angriffsfläche und das etwa darüber hinausragende Fahrbahn- und gegebenenfalls das Verkehrsband voll mit Wind zu belasten. Die Höhe des Verkehrsbandes ist bei Gangstegen mit 1,80 m, bei Strafsenbrücken mit 2,0 m und bei Eisenbahnbrücken mit 3,5 m über Fahrbahnoberkante anzunehmen. Bei hohen Brücken ist die Sicherheit gegen Umkippen, bei durchlaufenden Trägern (auch Gelenkträgern) die Sicherheit gegen Abheben der Lager (vgl. „Ber.-Grdl.", bzw. DIN 1072 u. BE) nachzuweisen.

Seitenstöfse sind nur bei Brücken unter Eisenbahn- und Industriegleisen in Betracht zu ziehen.

Bezüglich der Wirkung der Bremskräfte, Lagerreibung und Schneelast, die nur ausnahmsweise in Rechnung zu stellen sind, vgl. „Ber.-Grdl.", ferner DIN 1072 u. BE.

e) Hinsichtlich der **lastverteilenden Wirkung der Fahrbahn** sind die „D. Best. 1932" bzw. die „Ber.-Grdl." mafsgebend. Danach ist für Platten und Berechnung auf Biegung mit einer Druckverteilung durch die Fahrbahn unter einem Winkel von 45° bis Plattenoberfläche zu rechnen. Dabei darf die Verteilung quer zu den Eiseneinlagen auf eine Breite $b = {}^2/_3 \cdot l$ angenommen werden, aber höchstens $b = t + 2s + 2{,}0$ (in m), worin s = Höhe von Fahrbahnoberfläche bis Plattenoberfläche bedeutet und t die Felgenbreite des Rades bzw. die Berührungslänge des Rades mit der Strafsenoberfläche in der Fahrtrichtung (mit $t = 10$ cm anzunehmen).

Der Berechnung von Platten auf Schub ist am Auflager eine mitwirkende Plattenbreite $b_1 = t + 2s$ oder $b_1 = t + 5d$ (und zwar die gröfsere von beiden) zugrunde zu legen. Für die weiter nach der Feldmitte gelegenen Lasten und Schnitte kann eine Verbreiterung unter 45°, jedoch höchstens auf das Mafs $b = {}^2/_3 \cdot l$ bzw. $b = t + 2s + 2{,}0$ (in m), und zwar das gröfsere, angenommen werden (Abb. 2). Bei Ermittlung der Querkräfte ist hierbei in der Regel mit verschiedenen Breiten b für die einzelnen Radlasten zu rechnen. Handelt es sich z. B. nach Abb. 2 um eine Reihe von Lasten, so sind diese für die Ermittlung der Querkräfte in den verschiedenen Schnitten des 1 m breiten Plattenstreifens mit den in der nachstehenden Tafel angegebenen Anteilen in die Rechnung einzuführen:

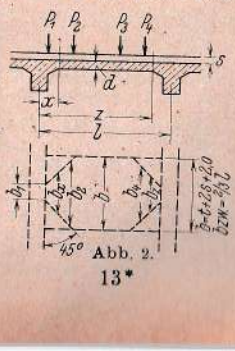


Abb. 2.

Schnitt	Anteile der Lasten			
	P_1	P_2	P_3	P_4
unter P_1	P_1/b_1	P_2/b_2	P_3/b	P_4/b
„ P_2	P_1/b_2	P_2/b_2	P_3/b	P_4/b
„ P_3	P_1/b	P_2/b	P_3/b	P_4/b
„ P_4	P_1/b	P_2/b	P_3/b	P_4/b_4
bei x	P_1/b_x	P_2/b_2	P_3/b	P_4/b
bei z	P_1/b	P_2/b	P_3/b	P_4/b_4

Bei Balken und Plattenbalken ist in der Richtung der Zugeisen mit Einzellasten ohne Verteilung zu rechnen.

Die Radlasten auf Eisenbahnbrücken dürfen quer zur Stützweite mit einem Verteilungswinkel = 45° eingeführt werden, ausgehend in der Fahrtrichtung von einer Breite der Schwelle = 25 cm bzw. in Schwellenrichtung von 2 · 30 = 60 cm, symmetrisch zur Schienenachse; liegt also die Plattenoberkante um das Mafs s unterhalb der Schwellenunterkante, so sind die Lastverteilungsgröfsen: $(25 + 2\,s)$ bzw. $(60 + 2\,s)$ cm. In Richtung der Zugeisen ist bei Eisenbahnbrücken stets mit den Einzellasten zu rechnen.

Bei mehreren Einzellasten ist deren ungünstigste Stellung zu berücksichtigen und ihre Einwirkung mit Einflufslinien oder gleichwertigen Berechnungsarten zu verfolgen. Die Momente, Quer- und Auflagerkräfte, unter Umständen auch die Längskräfte, sind getrennt für die ständige und die Verkehrslast, gegebenenfalls auch für Fliehkraft, Wärmewirkung, Schwinden, Winddruck usw. aufzustellen.

f) **Zulässige Spannungen:** Nach den „Ber.-Grdl." ist für **Eisenbetonbauteile** eine Würfelfestigkeit des Betons vorausgesetzt, die bei gleicher Verarbeitung der Betonmasse wie im Bauwerk nach 28 Tagen mindestens $W_{b\,28} = 160$ kg/cm² beträgt (Druckversuch nach „D. Best. 1932", D). Dabei ist durch fortlaufende Steifeproben nachzuweisen, dafs die Steife des Betons im Bauwerk mit der des Probewürfels übereinstimmt. Ueber die Mindestmenge an Zement vgl. „D. Best. 1932", A, § 8.

Die zulässige **Spannung des Betons** in Eisenbetonteilen auf **Druck und Biegung** ist der nachfolgenden Zusammenstellung zu entnehmen (nach „Ber.-Grdl."):

Bauteil	Strafsenbrücken σ_{zul} in kg/cm²	Eisenbahnbrücken σ_{zul} in kg/cm²
a) Fahrbahnteile und Hauptträger von Balkenbrücken	allgemein 45 bzw. $W_{b\,28}/3{,}5$*), aber ≤ 60	$W_{b\,28}/4$*), aber ≤ 50
b) Rahmen und rahmenartige Tragwerke	allgemein 55 bzw. $W_{b\,28}/3$*), aber ≤ 75	$W_{b\,28}/3{,}5$*), aber ≤ 60
c) Stützen, mittig gedrückt	allgemein 35 bzw. $W_{b\,28}/4$*), aber ≤ 50	$W_{b\,28}/5$*), aber ≤ 40

*) Hier in Frage kommende höhere Spannungen sind gebunden an den Nachweis der Würfelfestigkeit $W_{b\,28}$ und an eine genaueste Berechnung und beste Durchbildung und Ausführung; zudem mufs der verwendete Zement den normenmäfsigen Festigkeitsansprüchen für hochwertigen Zement nach 28 Tagen entsprechen. Bei Brücken unter Gleisen ist $W_{b\,28}$ stets nachzuweisen (vgl. „Ber.-Grdl." § 14, 1, Abs. 4).

Die unter a) angegebenen σ_{zul} dürfen bei Strafsenbrücken im Bereich der negativen Momente von Plattenbalken um 10 kg/cm² erhöht werden.

Bei aufsermittig beanspruchten Stützen sind die Spannungen unter b) zugelassen; hierbei darf die mittige Knickspannung für sich allein aber nicht gröfser sein als σ_{zul} unter c).

Schubspannungen sind nachzuweisen; hierbei darf ihre Verminderung durch die Querschnittänderung in den Balkenschrägen berücksichtigt werden. (Vgl. 1. Teil, Kap. Festigkeitsberechnung des Eisenbetons.) Bei $\tau_0 > 16$ kg/cm² sind die Trägerabmessungen zu ändern, bis $\tau_0 \leq 16$ wird. Nur bei Platten, in denen $\tau_0 \leq 6$ kg/cm², kann von dem Nachweis ausreichender Schubsicherung abgesehen werden, doch sind auch hier in der Zugzone entbehrliche Eisen aufzubiegen. — Im allgemeinen sind also bei den Eisenbeton-Balkenbrücken alle Schubspannungen durch aufgebogene Eisen oder durch diese und Bügel aufzunehmen. Hierbei ist das Schubspannungsdiagramm aus der Linie der gröfsten Querkräfte abzuleiten und die Grundlinie des ersteren in der halben Höhe des Balkens anzunehmen.

Nach Festlegung der abgebogenen Eisen sind zu den Linien der gröfsten Plus- und Minusmomente die Linien der Momente einzutragen, die jeder Querschnitt bei Einhaltung der σ_{zul}-Werte aufnehmen kann (Momentendeckung). Bei den üblichen Fahrbahnplatten bis 2,0 m Stützweite ist Nachweis der Schubsicherung i. d. R. nicht erforderlich, wenn Kehlungen vorgesehen sind.

Zulässige Haftspannungen $\tau_{1\,zul} = 6$ kg/cm². Die Berechnung der Haftspannungen kann nach „D. Best. 1932", A, § 21 unterbleiben, wenn die Eisen vorschriftsmäfsig umgebogen sind und Durchmesser $\leqq 25$ mm haben. Werden dickere Eisen verwendet und sind die gesamten schrägen Zugspannungen von den Bügeln und aufgebogenen Eisen aufgenommen, so ist für den Nachweis der Haftspannung im Balkenuntergurt nahe dem Auflager nur die halbe, im betrachteten Querschnitt wirksame Querkraft in Ansatz zu bringen.

Die **Betonzugspannungen** σ_{bz} sind bei Plattenbalkenbrücken (auch Rahmen) von $l > 20$ m nachzuweisen. Zul. $\sigma_{bz} \leqq W_{b\,28}/5$.

Zulässige Eisenspannungen. Für St 37 ist $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm², für St 52 $\sigma_{e\,zul} = 1500$ kg/cm². Eisenzugspannungen > 1200 kg/cm² dürfen bei Balken, Plattenbalken und Rahmen nur zugelassen werden, wenn $W_{b\,28} \geqq 225$ kg/cm² ist und die strengen Bedingungen der „Ber.-Grdl." § 14, 1, Abs. 4 erfüllt sind.

Als zulässige Spannungen in den Lagern sind innezuhalten: bei Gufseisen auf Biegung in der Zugzone 450 (500), in der Druckzone 900 (1000), bei reinem Druck 1000 (1100), bei Stahlgufs (Stg 52) allgemein 1800 (2000), für Wälzgelenke aber auf Biegung 1200 (1400), auf Druck 1800 (2000), bei geschmiedetem Stahl allgemein 2000 (2200), bei Weichblei 100 kg/cm², und zwar ohne Berücksichtigung der sogenannten „Zusatzkräfte"; werden diese mit in Rechnung gestellt, so gelten die in ( ) angegebenen Zahlen. Gelenk- bzw. Rollendrücke sind nach den Hertzschen Formeln zu bemessen; hierbei gelten als erlaubte Werte: bei Gufseisen 5000 (6000), Flufsstahl (St 37) 6500 (8000), Stahlgufs und hochwertiger Baustahl (St 52) 8500 (10000), geschmiedeter Stahl 9500 (12000) kg/cm². Auch hier beziehen sich die Klammerwerte auf die Einrechnung der Zusatzkräfte. Weiteres s. „Ber.-Grdl.".

Auflagersteine aus natürlichem Stein sollen ein $W > 800$ kg/cm², aus Beton ein $W_{b\,28} \geqq 300$ kg/cm² besitzen und der Beton

unmittelbar unter den Auflagersteinen soll druckfester als 200 kg/cm² sein. Dann sind zulässig: in der Lagerfuge 50 kg/cm², unmittelbar unter dem Lagerstein 25 (bei Bruchsteinmauerwerk 15) kg/cm², bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte mehr. Besonders stark bewehrte durchlaufende Auflagerbänke dürfen unter den Lagerkörpern mit 80 kg/cm² beansprucht werden; in dem meist zutreffenden Fall, dafs die Lager nur auf einen Teil F_1 des Querschnitts F der Auflagersteine wirken, darf die Teilfläche F_1 bei ausreichender Bewehrung mit $\sigma_1 \leqq \sigma \sqrt[3]{F/F_1}$, aber höchstens mit 150 kg/cm² geprefst werden. Dabei ist $\sigma = W_{b\,28}/4$ (s. auch Kap Gewölbte Brücken, S. 237). Vgl. hierzu „Ber.-Grdl." § 18 u. 19.

3. Sonstige Entwurfsgrundlagen
(vgl. „Ber.-Grdl." § 8 bis 11).

a) **Fahrbahn und Fahrbahnträgwerk.** Die Fahrbahnabmessungen der Strafsenbrücken sind durch DIN 1071

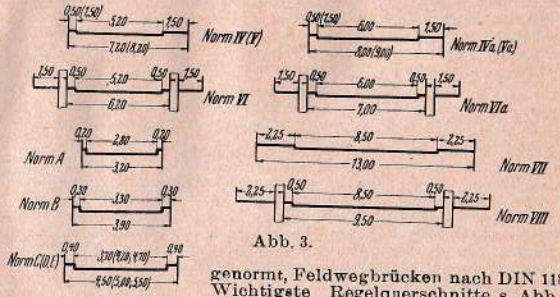


Abb. 3.

genormt, Feldwegbrücken nach DIN 1182. Wichtigste Regelquerschnitte s. Abb. 3, Normen IV bis VIII. Normen A bis E.

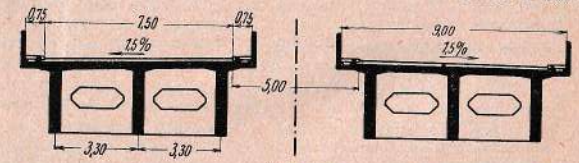


Abb. 4a.

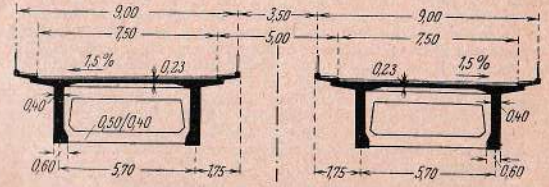


Abb. 4b.

Die Brücken der Reichsautobahnen erhalten die gleichen Fahrbahnbreiten wie auf freier Strecke, also zwei Bahnen von je 7,5 m Breite, dazu Schutzstreifen (1,0 m) und Mittelstreifen. Grofse Brücken erhalten getrennte Ueberbauten. Vgl. die Querschnitte in Abb. 4 (Innbrücke b. Pfraundorf, und zwar 4a Entwurf Holzmann, 4b Ausführungsentwurf) und in Abb. 34, S 214.

Die Fahrbahndecke soll haltbar, dicht, eben und griffig sein. Mit Rücksicht auf die Belastung der Brücke werden Decken von geringer, bei weitgespannten Balkenbrücken von geringster Dicke gewählt. Einige Beispiele der häufigsten Deckenarten sind in Abb. 5 zusammengestellt. Schwere Stadtstrafsenbrücken erhalten auch Grofspflaster. Abb. 5d stellt die Decke der Aarebrücke in Bern dar, die nach Maillart, entgegen den sonst als notwendig erachteten Anordnungen, ohne Dichtungsschicht ausgeführt worden ist. Als leichteste Decke, die aber nur bei vorwiegend luftbereiftem Verkehr geeignet ist, kann eine 5 cm dicke Gufsasphaltschicht gelten, die unmittelbar auf der Betonplatte aufliegt und die Dichtung mit übernimmt (Strafsenbrücke b. Wieblingen)[1]. Holzpflaster ist leicht, wird aber bei nassem Wetter schlüpfrig. Betondecke einer Autobahnbrücke siehe Abb. 34b.

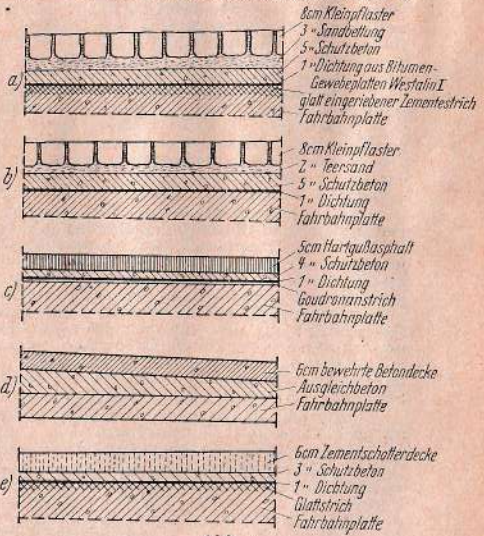


Abb. 5.

Fufswege werden meist mit Steinzeug- oder Betonplatten, Zementestrich oder Gufsasphalt abgedeckt.

Zur Gewährleistung einer ausreichenden Oberflächenentwässerung der Fahrbahn erhält diese eine Querneigung oder Längs- und Querneigung. Querneigung bei Asphalt- und Betondecken etwa 1:80 bis 1:50, bei Pflaster 1:50 bis 1:30, bei Schotterbahnen 1:25 bis 1:18; für Fufswege etwa 1:50 bis 1:40. Die Querneigung der Autobahnen soll 1,5 vH betragen, und zwar sind die beiden Einzelbahnen, entsprechend der freien Strecke meist nach aufsen, manchmal auch, wegen einfacherer Wasserabführung, nach innen geneigt (z. B. Autobahn Stuttgart–Ulm, vgl Abb. 34).

Gröfste zulässige Längsneigung in verschiedenen Gegenden verschieden, im Gebirgsland gröfser als im Flachland, ferner bei rauhen Decken gröfser als bei glatten; u. U. macht das geforderte

[1]) Bautechn. 1934, S. 482.

Durchfahrt- oder Durchflufsprofil unter der Brücke einen beiderseitigen Anstieg der Fahrbahn zur Brückenmitte nötig (oft auch aus Entwässerungsgründen angestrebt). Solche Gegengefälle sind auf freier Strecke bei kleineren Brücken unerwünscht, für Autobahnen im allgemeinen unzulässig. Sie passen auch weniger zum zügigen Bild der Balkenbrücken. Wegen des geringen zulässigen Quergefälles werden Autobahnbrücken zur Verbesserung der Entwässerung zuweilen absichtlich in längsgeneigten Strecken angeordnet.

Bemessungsvorschriften. Geringste Dicke der Fahrbahnplatte 12 cm (ausgenommen Strafsenbrücken der Klasse IV). Durchlaufende Platten und Balken sowie die zwischen den Hauptträgern und Stützen gespannten Platten, Balken oder Plattenbalken sind als frei drehbar gelagert zu berechnen; wird hierbei das gröfste + Feldmoment kleiner als das Moment für beiderseitige volle Einspannung, so ist letzteres der Querschnittsberechnung zugrunde zu legen. Sind aussteifende Querträger angeordnet, so braucht für die Berechnung der Platte eine verschieden grofse Einsenkung ihrer Stützen nicht in Rechnung gestellt zu werden, auch wenn die stützenden Träger verschiedene Trägheitsmomente haben. Sind die Querträger geeignet, eine Verdrehung der Randträger zu verhindern, so darf mit halber Einspannung der Platte im Randträger gerechnet werden.

Läuft die Fahrbahnplatte über mehrere starr mit ihr verbundene und durch Querverbindungen versteifte Rippen durch und ist ihre Stützweite $\leqq 2{,}5$ m, so darf der Berechnung der Platte je ein Einzelfeld zugrunde gelegt werden, dessen Stützweite gleich den Mittenabständen der Rippen ist. Hierbei ist volle Einspannung der Platte über den Stützenmitten anzunehmen; ausgenommen beim Feldmoment aus Verkehrslast, das als arithmetisches Mittel aus den Feldmomenten zu bestimmen ist, die sich bei Annahme voller Einspannung und freier Auflagerung ergeben. Zur Aufnahme negativer Feldmomente mufs eine obere Bewehrung angeordnet werden, die mindestens $^1/_3$ der unteren im Felde vorhandenen Bewehrung sein mufs.

Bezüglich der wirksamen Trägerhöhe über den Stützen siehe unten im Abschnitt Hauptträger.

Um Lasten zu berücksichtigen, die unmittelbar über den Querträgern stehen, ist bei deren Berechnung mit einer teilweisen Einspannung in den Hauptträgern zu rechnen. Die obere Bewehrung ist für ein Einspannmoment zu bemessen, das — wenn nicht besonders berechnet — zu $^1/_3$ bis $^1/_2$ des gröfsten für den Balken auf zwei Stützen berechneten Feldmoments anzunehmen ist. Die untere Bewehrung des Querträgers mufs ebenfalls in den Randträgern verankert sein, um deren Verdrehung infolge der Platteneinspannung entgegenzuwirken.

Bei Berechnung der Stützkräfte durchlaufender Platten oder Längsträger der Fahrbahntafel braucht die Kontinuität nicht berücksichtigt zu werden. Bei auskragenden Platten ist die von ihnen auf den Randträger ausgeübte Stützkraft in Rechnung zu stellen.

b) Durchlaufende **Hauptträger** dürfen nur dann als frei drehbar gelagert berechnet werden, wenn sie entweder vollkommen von ihren Stützen getrennt oder hier gelenkartig angeschlossen sind. Hierbei empfiehlt es sich, die Veränderlichkeit von J in Rechnung zu stellen. Ist an den Trägerenden eine freie Drehbarkeit nicht voll gewährleistet, so mufs auch bei Annahme freier Auflagerung durch konstruktive Mafsnahmen (Eisen oben, Balkenschräge unten) die Einspannung berücksichtigt werden. Bei Ermittlung der Stützkräfte der Hauptträger (Platten, Balken, Plattenbalken) ist der Einflufs der Kontinuität zu beachten.

Als wirksame Trägerhöhe zur Aufnahme des Stützenmoments dürfen Balkenschrägen (Kehlungen), die nicht steiler als 1 : 3 sind, bis zur Stützenmitte verlängert gedacht werden. Fehlen Balkenschrägen, so darf keine Vergröfserung der Höhe innerhalb der Stützen angenommen werden. Sinngemäfs gilt dies auch für Platten und Nebenträger, die auf Balkenrippen ruhen.

Walz- und Blechträger in Beton dürfen nicht als Eisenbetonkonstruktion berechnet werden; sie sind vielmehr so zu bemessen, dafs sie ohne den Beton die Lasten allein aufnehmen können. In der Längsrichtung ist hier mit Einzellasten zu rechnen, in der Querrichtung bei Strafsenfahrzeugen mit einer Verteilungsbreite von 2,50 m, bei regelspurigen Eisenbahnfahrzeugen mit 3,50 m. Zwischen den Trägern sind kräftige Querverbindungen anzuordnen (vgl. Abb. 26, S. 210).

Die Berechnung von Hauptträgern der **Rahmenbrücken** hat unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit ihres Trägheitsmoments zu erfolgen, wenn diese erheblich ist. Hauptträger, die als durchlaufende Balken ausgebildet und mit ihren Stützen biegefest verbunden sind, müssen als Rahmen oder als Balken auf elastisch eingespannten Stützpunkten berechnet werden (vgl. I. Teil, Kapitel Baustatik). Die im Balken wirkenden Längskräfte dürfen vernachlässigt werden. Bei den Rahmenbrücken ist stets der Einfluß der Wärme- und Schwindwirkungen sowie gegebenenfalls der Bremskräfte zu beachten („Ber.-Grdl." § 9, 2).

c) **Stützen, Pfeiler, Widerlager** („Ber.-Grdl." § 11)[1]). Mittig belastete Eisenbetonstützen sind nach dem ω-Verfahren (s. I. Teil, Kapitel Festigkeitsberechnung) zu berechnen. Hierbei gilt für quadratische und rechteckige Stützen bei

$h/d = 15 \quad 20 \quad 25 \quad 30 \quad 35 \quad 40 \qquad \omega = 1{,}0 \quad 1{,}25 \quad 1{,}70 \quad 2{,}45 \quad 3{,}40 \quad 4{,}40$

und für umschnürte Stützen bei

$h/D = 13 \quad 20 \quad 25 \qquad \omega = 1{,}0 \quad 1{,}7 \quad 2{,}7.$

Hierin bedeuten:

h = Stützenhöhe, und zwar Länge der Netzlinie, d = kleinste Querschnittseite, D = Durchmesser der Umschnürungsspirale.

Aufsermittig gedrückte Stützen sind zunächst auf Biegung mit Achskraft — ohne Knickzahl — (s. Teil I, Festigkeitsberechnung) nachzurechnen, die Eiseneinlagen sind nach den auftretenden Kräften zu bemessen; weiterhin ist die Knicksicherheit ohne Rücksicht auf die Ausmittigkeit des Lastangriffs nachzuweisen.

Bei Stützen oder Pfeilern aus unbewehrtem Beton oder Mauerwerk ist die erlaubte Spannung $\sigma'_{zul} = \sigma_{zul}/\alpha$, wobei α eine Abminderungszahl ist, die bei $h/d = 1, 5, 10$ 1,0 bzw. 1,5 bzw. 3,0 beträgt.

Bei Balkenbrücken von Stützweiten bis 8,0 m, die mit den Widerlagern ausreichend verankert sind, kann bei Ermittlung der Standsicherheit der Widerlager in deren Oberkante ein waagerechter Widerstand angenommen werden, der unter der Voraussetzung einer Einspannung der Widerlager im Fundament und gelenkartiger Lagerung am Kopf zu berechnen ist.

d) Als **Eiseneinlage** ist — abgesehen von einbetonierten Walzträgern (s. oben) — Rundeisenbewehrung üblich. Bei Platten sind im Bereich der gröfsten Momente die Eisen nicht weiter als 15 cm voneinander zu verlegen. Gemäfs „D. Best. 1932" sind als Verteilungseisen auf 1 m Tiefe mindestens drei Rundeisen von 7 mm Durchm. bzw. kleinere Eisen derselben Gesamtquerschnitts-

[1]) Vgl. auch Schaechterle, Pfeiler u. Widerlager von Brücken, Berlin 1935, Wilh. Ernst & Sohn.

gröfse einzulegen. Es ist empfehlenswert, ihnen bei dickeren Platten etwa 20 vH. des Querschnitts der Haupteinlagen zu geben. Die aufgebogenen Eisen kontinuierlicher Platten sollen, soweit sie als Zugeisen für die negativen Momente wirken, genügend weit ins Nachbarfeld, bei annähernd gleicher Feldweite etwa $^1/_5\,l$ eingreifen, sofern die Aufnahme der Momente nicht genau nachgewiesen wird. Bei Eisenbahnbrücken sind die der Schubsicherung dienenden Eisen nach dem doppelten oder mehrfachen Strebensystem symmetrisch zur senkrechten Querschnittachse des Trägers aufzubiegen (auch bei Strafsenbrücken symmetr. Aufbiegung der Eisen anstreben); auch darf hier der Durchmesser der Eisen 40 mm nicht überschreiten, zudem sind die Eisen in der Druckzone in einer Lage, in der Zugzone in nicht mehr als zwei Lagen übereinander anzuordnen (vgl. „Ber.-Grdl." § 10).

Ueber die Mindestabstände der Eisen voneinander, ihre Endhaken und Abbiegungen vgl. „D. Best. 1932", A, § 14 und § 25, 5, sowie bzgl. der Eisenbahnbrücken „Ber.-Grdl.", § 10. Abbiegung der dicken Trageisen besser mit größerem Halbmesser als vorgeschrieben. Für Bügel in der Regel Rundeisen 8 bis 12 mm.

e) **Rissebildung, Rostschutz**[1]. Bei Brücken ist die Rissegefahr wegen der Erschütterungen, der Ungeschütztheit gegen Witterungseinflüsse und — bei Brücken über Bahngleisen — wegen des Angriffs durch Rauchgase besonders zu beachten. Abgesehen von dichtem Beton mit ausreichender Ueberdeckung der Eisen (bis 4 cm) sind hier Anstriche und Schutztafeln am Platze. Für Schutztafeln empfiehlt sich Eternit oder Holz mit Schutzanstrichen. Sorgfältige Abdichtung des Tragwerks und ausreichende Entwässerung der Bauwerkoberfläche (s. S. 206) ist bei allen Brücken unerläfslich, da Beton allein keine Sicherheit gegen das Eindringen und die zerstörende Wirkung von Sickerwasser bietet, die insbesondere durch Frost und Auftauen zur Auslösung kommt.

4. Durchbildung der Eisenbeton-Balkenbrücken.

a) Das **Fahrbahntragwerk** wird gebildet durch eine **Platte,** die bei den Plattenbrücken selbst den Hauptträger darstellt, bei den Plattenbalkenbrücken dessen Obergurt. Bei den Brücken mit nur zwei Hauptträgerrippen werden manchmal auch Querträger zur Unterstützung der Platte herangezogen.

Plattenbrücken mit einer oder mehreren Oeffnungen, u. U. auch mit Kragenden, sind für kleinere Brücken die einfachste Lösung (s. dazu S 209). Bauhöhe gering. An Mittelstützen und Einspannstellen ist die Anordnung von Kehlungen (= Plattenverstärkungen) zu empfehlen. Die Bewehrung ist den auftretenden Momenten, Normalspannungen und Schubspannungen anzupassen. Die in der jeweiligen Zugzone entbehrlichen Trageisen sind aufzubiegen, auch wenn kein rechnerischer Nachweis der Schubsicherung erforderlich ist (d. h. wenn $\tau_0 \leq 6$ kg/cm², vgl. S. 197), derart, daß eine Schubbewehrung tatsächlich immer vorhanden ist. Selbst dort, wo eine durchgehende obere Bewehrung rechnerisch nicht erforderlich ist, läßt man einige Eisen durchgehen und verbindet sie durch Bügel mit den unteren.

Die Platte der Plattenbalkenbrücken dient einerseits zur Uebertragung der Brückenlasten auf die Balkenrippen, anderseits bildet sie den Gurt des Plattenbalkens. Sie ist dementsprechend zu bewehren. Berechnungsvorschriften S. 198 u. f.

[1]) Vgl. Erlafs d. Reichsverkehrsmin. vom 31. 10. 1922 betr. Rifs- und Rostbildung; B. u. E. 1923, S. 81; ferner Kleinlogel, Einflüsse auf Beton; 3. Aufl., unter Abdichtung, Anstriche, Rauchgase, Rost, Wasser usw.; und die ausführlichen Angaben von Schaechterle in Graf und Goebel, Schutz der Bauwerke, beide Werke bei Wilh. Ernst & Sohn.

Bei der Bemessung der Rippen für die positiven Feldmomente ist eine Druckbewehrung nur selten, bei schweren Lasten — also vornehmlich bei Eisenbahnbrücken — und bei stark beschränkter Bauhöhe notwendig, doch läfst man in jedem Fall aus baulichen Gründen (als Halt für die Bügel) einige Eisen stets durchgehen. Aufbiegung der Eisen und Einlegen von Bügeln ist unerläfslich. Fehlen lastverteilende Querträger, so dient die Platte auch zur Versteifung der gesamten Brücke und ist dann besonders kräftig an die Rippen anzuschliefsen.

Zur Versteifung der Gesamtbrücke empfiehlt es sich, Querträger aufser an den Auflagern, je nach der Spannweite der Brücken, ein- oder mehrmal zwischen den Lagerpunkten anzuordnen. Da durch die Lastverteilung der Querträger eine gröfsere Anzahl von Rippen für Einzellasten herangezogen wird, so steigt auch der Sicherheitsgrad der Brücke. Mit Rücksicht auf die Kosten nicht zu viele Querträger anordnen. Sie machen auch eine Sonderbewehrung der Platte erforderlich, „D. Best." A, § 25, 5. denn selbst wenn sie zu deren Stützung rechnerisch nicht herangezogen werden, so ist die Platte tatsächlich an den Querträgern eingespannt.

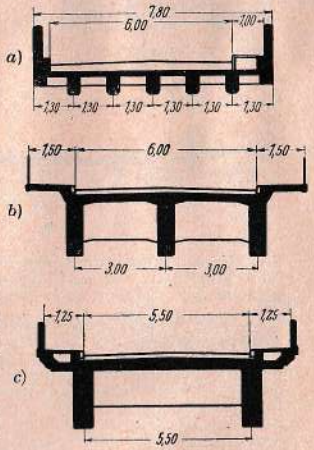


Abb. 6a bis c.

b) **Zahl und Abstand der Hauptträgerrippen.** Für die Gestaltung einer Eisenbetonbalkenbrücke wesentlich ist die Anordnung des Brückenquerschnitts, über dessen Ausbildung sich der Entwerfende zunächst Klarheit zu verschaffen hat. Er wird bestimmt durch die erforderlichen Fahrbahn- und Fufswegbreiten (vgl. S. 198), durch Belastung (S. 192 u. f.), Tragwerkart, verfügbare Bauhöhe, Anordnung der Fufswege (s. unten), ferner durch die vorgesehene Zahl der Trägerrippen.

Früher enge Rippenstellungen üblich (Abb. 6a); neuerdings wenige, kräftige Hauptträgerrippen bevorzugt (Abb. 6b u. c), weil

1. Schalarbeit geringer,
2. die Arbeit des Einlegens und Verflechtens der Eisen in zahlreichen, engen Rippen schwierig und teuer,
3. Plattendicke durch den Hauptträgerabstand — bis etwa 1,6 bis 2,0 m — nur unwesentlich beeinflufst wird.

Für die Plattenberechnung dürfen nämlich Einzellasten auf eine Plattenbreite gleich $^2/_3$ der Plattenstützweite verteilt werden. Das durch eine Einzellast je 1 m Plattenbreite erzeugte Moment bleibt also gleich, bis eine zweite Last auf die Platte rückt. Dies kann erst der Fall sein, wenn Hauptträgerabstand erheblich gröfser als Radstand der Fahrzeuge (1,6 m). Es werden demnach vielfach Hauptträgerabstände von 2 bis 3 m und darüber gewählt (Abb. 6b). Eine Beschränkung auf zwei Hauptträgerrippen, die besonders bei weitgespannten Brücken anzustreben ist und den Vorteil klarer Last-

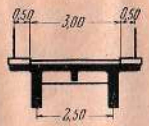


Abb. 7.

verteilung in Querrichtung hat, macht oft größere Hauptträgerabstände nötig. Solche sind erzielbar mittels Vergrößerung der seitlichen Auskragung der Fahrbahnplatte (Abb. 34), oder mittels kreuzweiser Bewehrung der durch Querträger etwas quadratisch aufgeteilten Plattenfelder (Abb. 6c bzw. 4b).

Fahrbahnroste, bei denen die Platte — in ähnlicher Weise wie für Stahlbrücken üblich — auf den Querträgern allein oder auf Quer- und Längsträgern aufruht (Abb. 7), werden im Eisenbetonbau im allgemeinen vermieden.

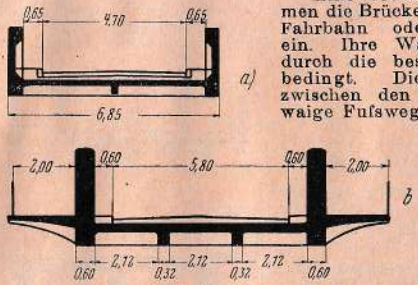


Abb. 8a u. b.

Eine besondere Stellung nehmen die Brücken mit tiefliegender Fahrbahn oder **Trogbrücken** ein. Ihre Wahl wird zuweilen durch die beschränkte Bauhöhe bedingt. Die Fahrbahn liegt zwischen den Hauptträgern, etwaige Fufswege meist aufserhalb, um den Hauptträgerabstand nicht zu sehr zu vergröfsern und günstige Querträgerbeanspruchungen zu erhalten (Abbild. 8). Man verzichtet dabei auf den Vorteil des grofsen Betondruckquerschnitts, den die obenliegende Platte bei Beanspruchung durch positive Momente bietet. Die Stützung der Fahrbahnplatte durch Quer- und Längsträger ist hier oft schwer vermeidbar.

c) Die **Hauptträger** längerer Brücken mit Zwischenstützen werden zweckmäfsig als durchlaufende Balken ohne oder mit Gelenken ausgebildet. Gelenkträger haben den Vorteil der statischen Bestimmtheit, der Vermeidung von Wärme- und Schwindspannungen und der Unempfindlichkeit gegenüber Auflagerverschiebungen (Setzungen). Anderseits sind die Kosten der sehr sorgsam durchzubildenden und auszuführenden Gelenkanordnungen zu berücksichtigen. Lange durchlaufende Balkenbrücken müssen Dehnungsfugen erhalten, die mit Gelenkanordnungen zusammengelegt werden. Aus dem gleichen Grunde erhalten u. U. auch sonst gelenklos ausgeführte Brückenträger bewegliche Gelenke (Abb. 34).

Bei grofsen Einzelstützweiten wird die Anordnung so getroffen, dafs die Feldmomente auf Kosten der Stützenmomente verhältnismäfsig klein bleiben (durch die Wahl der Gelenkpunkte bzw. durch Erhöhung des Trägheitsmoments in Stützennähe). Das Eigengewicht des Brückentragwerks in Oeffnungsmitte ist nämlich ausschlaggebend für die Höhe der aufzunehmenden Momente, während Mehrlasten in Pfeilernähe geringen Einflufs hierauf haben.

Die Trägheitsmomente der Hauptträger über den Stützen können durch Vergröfserung der Trägerhöhe in einfacher Weise stark erhöht werden, so dafs dort grofse Biegemomente übertragen werden können. Die damit entstehenden geraden, gebrochenen oder gekrümmten Kehlungen (Balkenschrägen, Vouten) geben der Brücke im allgemeinen ein gutes, kräftiges Aussehen (vgl. z. B. Abb. 31, 39 usw.).

Genügt die Vergröfserung der Trägerhöhe an den Stützen nicht, oder meint man durch eine überall gleiche Trägerhöhe dem Brückenbild ein besseres Aussehen zu geben (vgl. Abb. 30, 38), so kann eine Vergröfserung des Trägheitsmoments an den Stützen auch durch eine Verbreiterung der Rippen erreicht werden (Abb. 9).

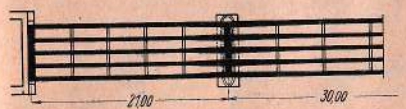


Abb. 9.

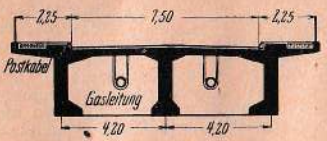


Abb. 10.

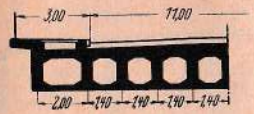


Abb. 11.

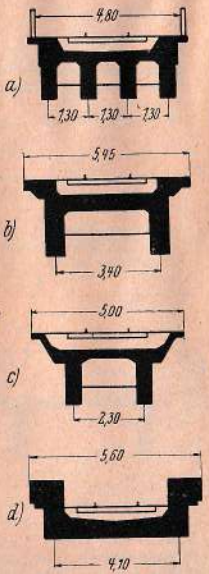


Abb. 12a bis d.

Ein besonders günstiges Verhältnis von Trägheitsmoment zum Trägergewicht wird durch Wahl von I- oder Kastenquerschnitten erzielt. Wegen der hohen Ausführungskosten wird man solche Querschnitte seltener anordnen (Abb. 10 u. 11; vgl. auch Abb. 32 u. 45b).

d) Auf **Eisenbahnbrücken** liegt das Gleis auf Querschwellen in einer — bei Brücken des allgemeinen Verkehrs — mindestens 0,4 m dicken Bettung (vgl. Stofszahlen auf S. 194). Nur unter Industriegleisen ist bettungslose Lagerung der Schienen auf die Fahrbahnplatten oder -träger mit oder ohne Holzschwellen gestattet. Im letzten Fall Befestigung mit Asbestondübeln empfohlen. An Stelle der Fahrbahnplatte tritt in der Regel ein trogförmiger Bauteil, der die Bettung aufnimmt (Abb 12a bis d). Die Schienenstöfse werden auf Brücken im allgemeinen geschweifst, andernfalls u. U. höhere Stofszahlen einzuführen. Bei Brücken in oder nahe von Bahnhöfen im allgemeinen auf Möglichkeit einer Verschiebung der Gleise Rücksicht nehmen.

Schienen der Strafsenbahnen werden vielfach unter Verwendung eines durchgehenden bewehrten Zementmörtelbettes unmittelbar auf die Fahrbahnplatte gelagert. Zweckmäfsig ist es, zur Stofsabminderung unter dem Mörtelbett Filzplatten auf die Schutzschicht der wasserdichten Abdeckung der Fahrbahn zu verlegen. Die seitlichen Rinnen der Schienen werden zweckmäfsig

mit Zementmörtel ausgestrichen, woran sich je ein Streifen Granitpflaster und weiterhin die normale Fahrbahndecke anschliefst.

e) Die **Fufswege** der Strafsenbrücken werden entweder durch die Randhauptträger gestützt (Abb. 13), häufiger aber ausgekragt. Die damit entstehende Schattenwirkung beeinflufst das Aussehen der Brücke meist erheblich. Auskragende Fufswege können durch Querträger gestützt werden, zwischen denen die Platte in der Längsrichtung oder mit Hilfe eines Randlängsträgers quer gespannt ist (vgl. Abb. 8b, 14) oder die Platte selbst kragt aus (Abb. 6b, 7 usw.). Falls Teile der Fufswegkonsolen über die Fahrbahnplatte hinausreichen, erhalten sie im Bereich der negativen Momente oft unzulässige Zugspannungen, die sich in Rifsbildungen äufsern (meist von Geländerpfosten ausgehend). Dann zweckmäfsig Konsole über den Stützen durch Fugen unterbrechen; Ende des Fugeneinschnitts durch Längseisen sichern (s. Abb. 34c).

Abb. 13.

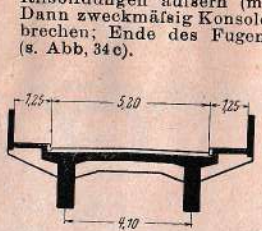


Abb. 14.

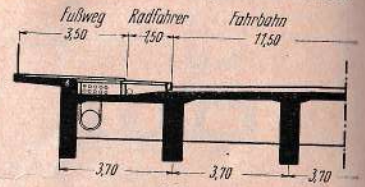


Abb. 15.

Meist, insbesondere bei Stadtbrücken, sind Rohrleitungen und Kabel für Gas, Wasserversorgung, Entwässerung, Starkstrom, Fernsprecher usw. über die Brücke zu führen. Hierfür ist der leicht zugängliche Raum unter den Fufswegen geeignet (Abb. 10, 11, 13, 15). Für dessen Entwässerung ist Sorge zu tragen. Gröfsere Rohre können auch zwischen den Tragrippen an Bändern aufgehängt (Abb. 10, 15, 48b) bzw. auf Trägern od. dgl. gelagert werden (Abb. 16a u. b, 33). Bei Bedarf sind besondere Radfahrwege vorzusehen (Abb. 15).

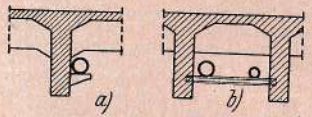


Abb. 16a u. b.

Geländer und **Brüstungen** — letztere heute wegen oft schweren Aussehens seltener (Abb. 13, 14) — 1,10 bis 1,20 m, bei Autobahnen 0,90 m hoch.

f) Aufser der Oberflächenentwässerung (vgl. S. 199) erhalten die Brücken eine **Dichtungsentwässerung** mit wasserdichter Abdeckung unmittelbar über dem Tragwerk (bzw. über einer das nötige Gefälle gewährleistenden Ausgleichschicht aus Beton), die alles eingesickerte Wasser vom Eindringen in die Fahrbahnplatte hindert. Als Abdeckung werden Beläge oder pastenförmige Bitumenaufstriche (z. B. Palesit) verwendet. An Belägen kommen die allerdings teueren, an den Stöfsen verlöteten Bleiplatten und

Bitumenbleiplatten, oder die üblicheren Bitumenbeläge mit Pappe-, Filz-, Jute- oder Metallgewebeeinlage in Betracht. An Stelle von Jute wird von D. R. B. das Inlanderzeugnis Wollfilzpappe möglichst verwendet, diese ist jedoch nicht scharf knickbar. Neuerdings werden auch 0,5 mm dicke, an den Stöfsen verfalzte Kupfer-Bronze-Bahnen oder Pappe mit Bleifolieeinlage[1]) als besonders dauerhafte, aber teure Abdeckung empfohlen. Die Dichtung ist zum Schutz gegen Verletzung mit einer Schutzschicht aus Beton (oft mit dünner Einlage), mit einer Ziegelflachschicht oder mit Prefsbetonplatten abzudecken. An Stelle der 3 bis 5 cm dicken Betonschicht ist bei Autobahnbrücken auch eine nur 2 cm dicke Asphaltmastixlage mit 20 vH Bitumen angewendet worden[2]) Durch ausreichendes Gefälle der Dichtung und durch Entwässerungsrohre ist dafür zu sorgen, dafs das auf die Dichtung auftreffende Wasser fortgeleitet wird (Abb. 33 u. 34). Einzelheiten s. Vorl. Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken (AIB) der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Die Auflager- und Gelenkfugen sind durch Schleifbleche, gefaltete und daher elastisch nachgebende Kupferbleche od. dgl. zu überbrücken, wofür die AIB ebenfalls Beispiele zeigt[3]).

Da Eisenbahnbrücken keine Oberflächenentwässerung besitzen, mufs alles auftreffende Wasser an der Dichtungsentwässerung abgeführt werden weshalb hier die Vorkehrungen zur Wasserabführung besonders reichlich zu bemessen sind.

g) Die Ausbildung der **Auflager** ist bei kleinen Brücken einfach. Feste Lager werden durch Aufbetonieren der Platte auf das Widerlager, bewegliche durch Zwischenlage von einer oder zwei Lagen Dachpappe gebildet.

Die Vorderkante des Auflagersteins wird bei mittleren Brücken oft abgeschrägt, damit der Auflagerdruck nicht zu nahe der Vorderkante wirkt und diese absprengt (s. Abb. 17).

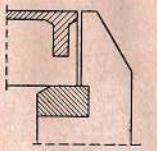


Abb. 17.

Plattenbalkenbrücken können durch Kammermauern aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton gegen den Erddamm abgeschlossen werden (Abb. 18a, b). Neuere Ausführungen ohne Kammermauer s. Abb. 19a bzw. 19b.

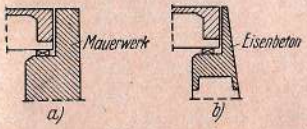


Abb. 18a u. b.

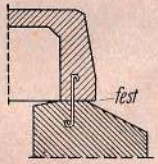


Abb. 19a.

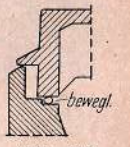


Abb. 19b.

Die festen Lager gröfserer Brücken müssen genügende Drehbarkeit der sich durchbiegenden Brücke und mittige Lage der Auflagerkraft sicherstellen. In einfacheren Fällen kann eine Art Betonwälzlager durch Zwischenlage verschieden dicker Papplagen (Abb 20) erzielt werden. Aufserdem sind Bleiplattengelenke (2 cm dicke Weichbleistreifen), unvollkommene Eisenbetongelenke (ähnlich Abb. 21) oder stählerne Wälzlager üblich (vgl. Abb. 48, 33).

[1]) s. Bautechn. 1934, S. 462, Moselbrücke Koblenz.
[2]) s. Bauing. 1936, S. 77.
[3]) Näheres im Kap. Gewölbte Brücken, S. 237.

Die beweglichen Lager können durch zwei verzinkte, mit Bitumen gestrichene Eisenbleche, durch stählerne (etwa 2 cm dicke) Schleifplatten, durch stählerne Rollenlager oder durch Pendellager — die den höchsten Grad der Beweglichkeit sichern — gebildet werden. Als Stahllager möglichst Einrollenlager wählen, die gleichzeitig Verschieblichkeit und Drehbarkeit sichern (Abb. 44). Sie sind auch bei kleineren Brücken wirtschaftlich, wenn ausgediente Eisenbahnachsen verwendet werden (Beispiel: städt. Brücken in Breslau). Pendellager können ganz aus Eisenbeton — meist mit Spiralbewehrung —, aus Eisenbetonstelzen mit stählernen Wälzflächen[1]) oder ganz aus Stahl (vgl. Abb. 33, 39, 45) gebildet sein.

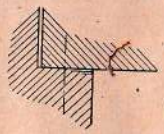


Abb. 20.

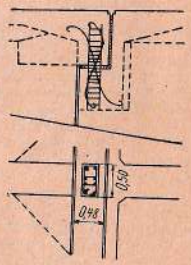
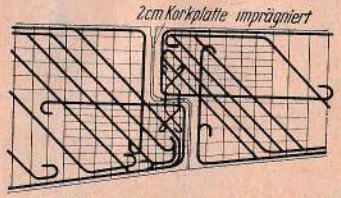


Abb. 21.

Gemäfs „Ber.-Grdl." § 12 soll die Höhe der Auflagerquader aus Naturstein nicht kleiner als die gröfste Querschnittseite sein. Für Auflagersteine aus Beton ist eine Bewehrung unmittelbar unter den Lagern zu empfehlen. Für durchgehende bewehrte Auflagerbänke sind erhöhte Pressungen der Lagerfugen zulässig (vgl. S. 198).

h) Die **Gelenke** der Gelenkträgerbrücken werden ganz ähnlich wie die Auflager ausgebildet, nur ist dabei auf tunlichst geringe Bauhöhe zu achten, denn sie ruhen auf Kragvorsprüngen der Träger, deren Höhe ohnehin kleiner als die halbe Trägerhöhe ist (vgl. z. B. Abb. 22). Eisenbetonwälzlager und -gelenke werden ähnlich berechnet wie Gelenke von Wölbbrücken (vgl. Kapitel Gewölbte Brücken). Gelenkausbildungen sind in Abb. 21, 22 u. 39 gezeigt.



Die gelenktragenden Kragteile der Träger sind besonders sorgfältig zu bewehren und auszuführen (Abb. 22). Die einspringenden Ecken sollen wegen der Kerbwirkung möglichst abgeschrägt und durch nahe herangerückte aufgebogene Eisen kräftig bewehrt werden. Die Berechnung erfolgt auf Biegung (Schnitt 1—1 der Abb. 23) und auf Schub. Der Schnitt 2—2 ist genau so durch schräge Hauptzugspannungen beansprucht wie in einem sonstigen Kragträger.

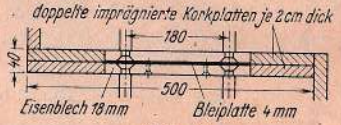


Abb. 22.

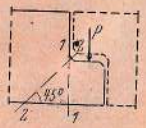


Abb. 23.

[1]) Ueber sog. gepanzerte Betonpendel und Lager s. Bautechn. 1934, S. 664, sowie B. u. E. 1936, S. 25 (Autobahnbrücke b. Denkendorf).

Es ist unrichtig, in diesem Schnitt oder in ähnlich schrägen Schnitten Normalspannungen zu berechnen, denn unmittelbar neben der Ober- bzw. Unterkante können die Betondruckspannungen nicht senkrecht zu solchem Schnitt, sondern sie müssen parallel zur Kante verlaufen. Die auch im Kragteil stets reichlich anzuordnenden Bügel werden manchmal zur Erhöhung der Sicherheit bei der Berechnung der Schubsicherung nicht mit berücksichtigt.

i) Die Auflager ruhen auf **Widerlagern** oder **Zwischenpfeilern.** Kleinere Balkenbrücken bis $l = 8$ m können zur Verringerung der Abmessungen der Widerlager mit diesen fest verbunden (verankert) werden, derart, dafs die durch Erddruck belasteten Widerlagerwände sich durch Vermittlung des Brückentragwerks gegenseitig abstützen (vgl. Abb 28 gegen 29; bezgl. Berechnung s. S. 201). Bei gröfseren Brücken sind zahlreiche Ausbildungen zur Vermeidung der durch grofse Erddrücke bedingten plumpen und teuren Mauerwiderlager ersonnen worden (vgl. Abb. 30, 34, 36, 39 usw.).

Zwischenstützen durchlaufender Balkenbrücken können als unbewehrte Pfeiler oder Eisenbetonstützen gestaltet werden. Letztere angezeigt, wenn der Lichtraum knapp ist (z. B. zwischen Bahnhofsgeleisen). Eisenbetonstützen werden als durchgehende Wände oder als Einzelsäulen — den Tragrippen des Ueberbaues entsprechend — ausgebildet. Letztere werden meist durch Querbalken verbunden und entweder biegefest an das Brückentragwerk angeschlossen, oder sie erhalten oben bzw. oben und unten (Pendelstützen, s. Abb. 84) Gelenke.

B. Ausführungsbeispiele der verschiedenen Brückenarten.

Aus den nachstehend kurz beschriebenen ausgewählten Beispielen, denen i. allg. Grundsätzliches über die jeweilige Brückenart vorausgeschickt wird, sind die allgemeine Anordnung und Ausführungseinzelheiten zu entnehmen. Weitere Unterlagen s. Quellenangaben sowie eingangs (S. 191) aufgeführtes Schrifttum.

1. Plattenbrücken.

Eisenbetonbrücken mit kleineren Stützweiten werden zweckmäfsig als rippenlose Platten ausgebildet. Die Bauhöhe ist gering; das Eigengewicht wird meist etwas gröfser als das von Plattenbalken; es hat aber bei den geringen Weiten noch nicht den entscheidenden Einflufs auf die Gesamtkosten, aufserdem werden Schalung und Ausführung billiger.

Früher waren Weiten bis 6 m — bei einbetonierten Walzträgern bis 12 m — üblich. Heute sind weit gröfsere Plattenbrücken, insbesondere als durchlaufende und Rahmenbrücken gebaut worden. So ist eine Feldwegbrücke über die Kinzig bei Auenheim[1]) als durchlaufende Platte mit drei Oeffnungen von $l = 12{,}6 + 14{,}7 + 12{,}6$ m Weite ausgeführt worden, weil die Brücke bei HW. überflutet wird und die höheren Plattenbalken dem Wasser zu grofsen Widerstand geboten hätten.

Neuerdings werden weitgespannte Platten infolge des höheren σ_{zul} auch als wirtschaftlich oft überlegen bezeichnet[2]),[3]). Eine durchlaufende, in den Endöffnungen rahmenartig ausgebildete Brücke dieser Art ist die Lippebrücke bei Lippberg

[1]) Bautechn. 1933, S. 755. — [2]) B. u. E. 1934, S. 133. — [3]) Vgl. auch B. u. E. 1935, S. 217; ferner B. u. E. 1936, S. 181, wo Weiten bis 40 und 50 m als wirtschaftliche Grenze rahmenförmiger Plattenbrücken angegeben sind.

mit $l = 17{,}6 + 19{,}0 + 17{,}6$ m Stützweite und einer Bauhöhe von nur 80 cm (σ_b zul $= 75$ kg/cm²) [1]).

Eine Verstärkung der einfachen Platten nach der Brückenmitte zu (Abb. 24) ist wegen der dort grofsen Momente wie wegen des damit erzielten Gefälles (Wasserabführung) erwünscht. Bei kleinen Ueberbauten feste Verbindung mit den Widerlagern zweckmäfsig, um diese leichter gestalten zu können (S. 206).

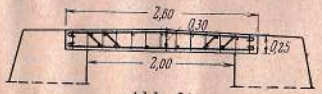


Abb. 24.

Rahmenbrücken (Abb. 25a u. b) werden meist teurer als einfache Platten. Geschlossene Rahmen sind nur wettbewerbsfähig, wenn wegen schlechten Baugrunds eine durchgehende Sohlplatte ohnehin nötig wird [2]) oder in Bergsenkungsgebieten. Der von unten auf die Grundplatte wirkende Gegendruck kann meist als gleichmäfsig verteilt angenommen werden; wegen seiner grofsen Höhe ist meist $\tau_0 > 6$ kg/cm², also die Schubsicherung nachzuweisen.

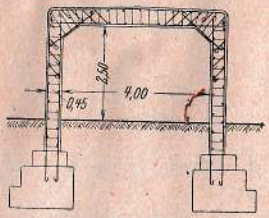


Abb. 25a.

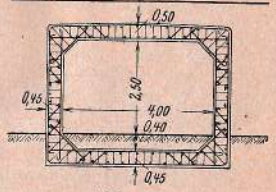


Abb. 25b.

Für Durchlässe unter Bahngleisen werden vielfach noch einbetonierte Wälzträger (Abb. 26) bevorzugt, obwohl Eisenbetontragwerke mit RE.-Bewehrung fast durchweg billiger [2]). Sie sind bei beschränkter Bauhöhe manchmal am Platze. Die Träger (u. U. Breitflanschträger) höchstens so nahe aneinander legen, dafs zwischen ihren Flanschen ein ausreichender Lichtraum verbleibt, um gut betonieren zu können. Lichter Abstand zwischen den Stegen etwa gleich der Höhe der Träger. Kräftige und wirksame Querverbindungen als Schutz gegen Verschiebung beim Betonieren und zur Sicherung des Querzusammenhangs sind vorgeschrieben. Wegen der schlechten Haftung des Betons an den grofsen Eisenflächen, insbesondere unter den Flanschen, ist besonders kräftige Betondeckung, gegebenenfalls Bewehrung der Deckschicht durch ein Netz von dünnen Zusatzeinlagen angezeigt. Bezüglich der Berechnung vgl. S. 201.

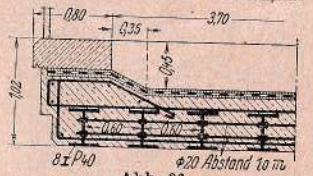


Abb. 26.

[1]) B. u. E. 1934, S. 133

[2]) Vgl. Schaechterle, B. u. E. 1925, S. 361 u. f.

2. Plattenbalkenbrücken.

a) Einfache Balkenträger.

Gegenüber den Plattenbrücken sind Plattenbalken zuweilen schon von Lichtweiten $w \sim 5$ m an zweckmäfsig. Sie werden leichter als diese, biegen sich unter der Belastung weniger durch, benötigen aber mehr Schal- und Bewehrungsarbeit.

Bezüglich der Berechnung und Bewehrung der meist mit kräftigen Kehlungen an die Rippen angeschlossenen Platten ferner bezüglich Zahl und Abstand der Hauptträgerrippen und Lagerausbildung vgl. Abschnitt A, S. 203 bis 208.

Die Hauptträger erhalten meist gleichbleibende Trägerhöhe oder auch — den Momenten angepafst — eine Verstärkung nach der Mitte zu, derart, dafs die Plattenoberfläche in einer, auch für die Entwässerung vorteilhaften Weise nach den Lagern zu abfällt (vgl. Abb. 27, 28). Wird die Rippenhöhe ausnahmsweise — des Aussehens wegen — gegen die Auflager zu vergröfsert, so ist zu beachten, daß eine solche Maßnahme keine Erhöhung der Tragfähigkeit mit sich bringt, theoretisch sogar hinsichtlich der Schubspannungen ungünstig wirkt. Die Bewehrung der Rippen entspricht der für Plattenbalken üblichen (vgl. S. 201). Fufsgänger- und Strafsenbrücken werden als Balkenträger auf zwei Stützen bis etwa 25 m Weite, Eisenbahnbrücken bis etwa 15 m ausgeführt.

Die wasserdichte Abdeckung wird meist unmittelbar auf die Plattenoberfläche des Tragwerks verlegt oder auf eine zur Erzielung des nötigen Gefälles aufgebrachte Ueberbetonschicht. Zum Schutz gegen Verletzung der Dichtung eine Schutzschicht gemäfs S. 207 aufbringen. Auch bei kleineren Plattenbalkenbrücken kann die feste Verbindung zwischen Hauptträger und Widerlagerwand (vgl. S. 207) vorteilhaft sein. Abb. 28 u. 29 zeigen zwei Vergleichsentwürfe dieser Art [1]).

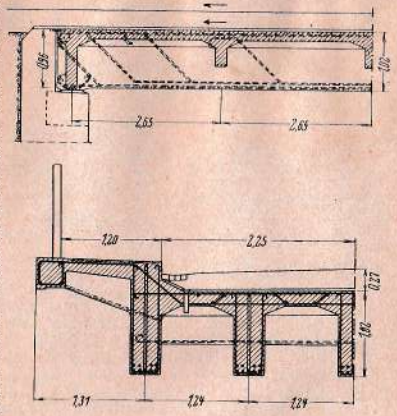


Abb. 27.

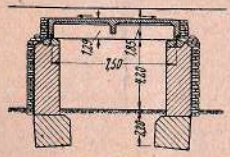


Abb. 28.

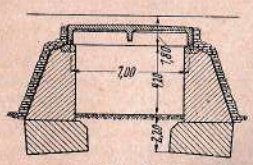


Abb. 29.

[1]) Nach Schaechterle, B. u. E. 1925, S. 365.

Eine Strafsenbrücke ist in Abb. 27 dargestellt. Die Fahrbahn liegt ohne Ausgleichschicht auf der Fahrbahnplatte, die selbst ins Gefälle gelegt ist.

Eisenbahnbrücken erhalten Querschnitte nach Abb. 12. Ihr Tragwerk wird im übrigen gleich ausgebildet wie das der Strafsenbrücken. Entwürfe für derartige Brücken mit kleiner Stützweite s. Abb. 28 u. 29. Die lastverteilenden Querträger sind bei Eisenbahnbrücken besonders kräftig auszubilden. Liegen mehr als zwei Gleise nebeneinander, so wird die Brücke durch Längsfugen in Einzelbauwerke getrennt.

b) Durchlaufende Balkenträger.

Die Querschnittsausbildung in den Balkenfeldern ist grundsätzlich die gleiche wie die der einfachen Balkenträger. Ueber den Stützen müssen die Querschnitte der untenliegenden Druckzone (vgl. S. 205) vergröfsert werden. Bezüglich der Berechnung vgl. S. 200.

Die nachfolgenden Beispiele mögen die Grundzüge der verschiedenen Anwendungen klarlegen.

Ein durchlaufender Balkenträger mit überall gleicher Trägerhöhe (Isarbrücke bei Mittenwald) ist durch Abb. 30 wiedergegeben; sie zeigt die klaren, einfachen Ausführungsformen neuzeitlicher Eisenbetonbrücken. Die Einteilung der Oeffnungsweiten, Zahl der Hauptträger und Auskragung der Fufswege sind mit Rücksicht auf wirtschaftlichste Ausbildung abgewogen[1]). Die Widerlagerflügel, deren Länge durch die Gröfse des Böschungskegels bestimmt wird, sind mit dem Widerlagerkörper durch Eiseneinlagen verbunden. Sie bilden einen zusammenhängenden Baukörper, der viel sparsamer gestaltet werden kann als Einzelmauern, die je für sich auf Erddruck berechnet und bemessen werden müssen.

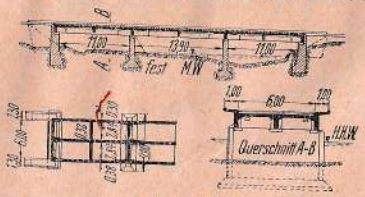


Abb. 30.

Der Grundrifs einer anderen durchlaufenden Plattenbalkenbrücke (Murgbrücke bei Ottenau) ist in Abb. 9 dargestellt[2]). Die Widerlagerausbildung ist ähnlich wie im vorigen Beispiel, die Zahl der Hauptträger aber bedeutend gröfser gewählt.

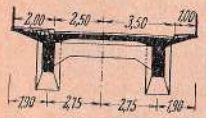


Abb. 31 a.

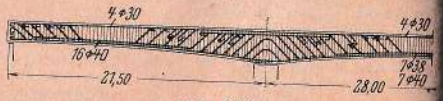


Abb. 31 b.

Bei nicht allzu breiten Brücken wird wegen der auf S. 205 dargelegten Vorteile eine Anordnung mit nur zwei Hauptträgern bevorzugt. Sie können, wenn die Querträger mit zum Tragen der Fahrbahn herangezogen werden, als Brücken mit ausgesprochenen Hauptträgern bezeichnet werden. Eine derartige Brücke (Illerbrücke in Wieblingen) s. Abb. 31 a[3]); sie

[1]) Vgl. Bautechn. 1932, S. 123, wo auch Vergleiche mit anderen Entwürfen gezogen sind. — [2]) Vgl. B. u. E. 1932, S. 375. — [3]) Vgl. B. u. E. 1930, S. 97.

ist, wie häufig nötig, schief zur Flufsrichtung angeordnet. Die Fahrbahnplatte ist zwischen den Haupt- und den eng gestellten Querträgern kreuzweise bewehrt, was beim Hauptträgerabstand von 5,50 m zweckmäfsig ist. Die Höhe der Hauptträgerrippen ist an den Mittelstützen dem Momentenverlauf entsprechend vergröfsert. Die Unterkante der Rippen ist bogenförmig ausgebildet, wodurch ein ansprechendes Aussehen erzielt wird. Die Bewehrung der Hauptträger ist aus Abb. 31 b zu ersehen, aus der auch die kräftige Schubsicherung derartiger Träger ersichtlich ist.

In bezug auf wirtschaftliche Plattenführung zeigt Abb. 32 a bis c einen bemerkenswerten Bau (Enzsteg bei Pforzheim)[1]). — Die 1922 erbaute Brücke gehörte

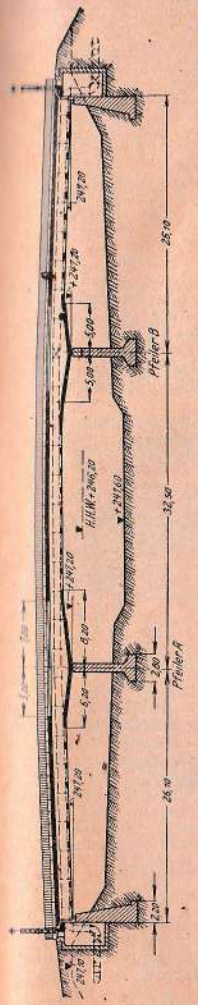


Abb. 32 a.

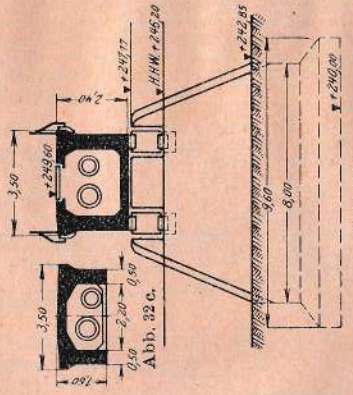


Abb. 32 b.

Abb. 32 a bis c. Enzbrücke unterhalb von Pforzheim.

seinerzeit zu den weitest gespannten Eisenbeton-Balkenbrücken. Die Brücke dient der Ueberführung von zwei Hauptrohren der Wasserversorgung und eines Fufsweges. Die Platte des Plattenbalkens ist jeweils in die Druckzone verlegt. Wegen des Ueberwiegens der ständigen Last sind die Balkenstrecken mit wechselnden Momenten, und damit kastenförmigem Querschnitt, verhältnismäfsig kurz. Wo die Platte unten liegt, ist die Gangbahn durch eine lose aufgelegte Platte (Abb. 32 b) gebildet. Auf einem Mittelpfeiler ist die Brücke fest, sonst beweglich gelagert. Im Hinblick auf die geringe Pfeilerdicke sind die beweglichen Lager als Pendelgelenke ausgeführt, die eine lotrechte Lastübertragung am besten gewährleisten.

[1]) B. u. E. 1924, S. 309.

Die im Eisenbetonbrückenbau erzielten grofsen Balkenstützweiten sind ein Mafsstab für die Fortschritte der Bauweise seit dem Weltkrieg. Die 100-m-Grenze ist zwar noch nicht tatsächlich erreicht, aber in einem durchaus baureifen Entwurf bereits überschritten. Die Mittelöffnung des unter Mitwirkung

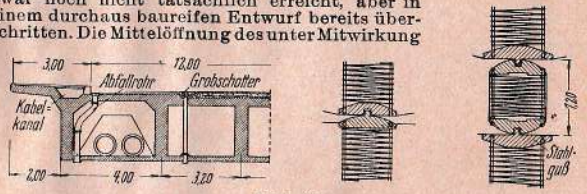


Abb. 33.

von Prof. Dr.-Ing. Mörsch aufgestellten Entwurfs der Firma Wayss & Freytag für die Dreirosenbrücken in Basel hat ein $l = 104$ m[1]). Die starke Veränderlichkeit des Querschnitts bewirkt hohe Momente an den Stützen, wo sie durch hohe Kastenquerschnitte aufgenommen werden können (Abb. 33). Die ausreichende Beweglichkeit des einen der hochbelasteten Mittelstützpunkte ist durch Pendel aus umschnürtem Beton mit Stahlgufsgelenkkörpern erreicht worden.

Auch für Talbrücken sind durchlaufende Eisenbetonbalken verwendet worden. Ein gutes Beispiel hierfür ist der Talübergang der Reichsautobahn bei Denkendorf (Abb. 34). In der Mittel-

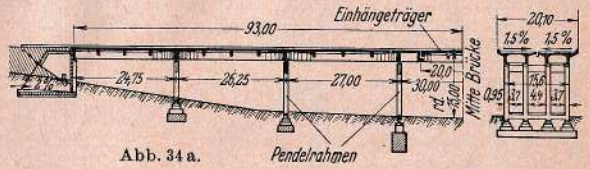


Abb. 34 a.

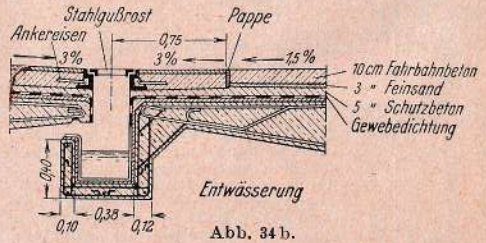


Abb. 34 b.

öffnung liegt ein Einhängeträger mit Dehnfuge über dem beweglichen Gerbergelenk. Feste Lager an den Enden; Zwischenstützen als Pendelrahmen; Fahrbahnentwässerung durch Quergefälle nach der Mitte (vgl. S. 199) und Längsrinne unter der Mittelfuge

[1]) Vgl. Bautechn. 1931, S. 281; B. u. E. 1931, S. 227.

(zugleich Dichtungsentwässerung); bemerkenswerte Widerlagergestaltung wegen ungünstigen Baugrundes über die zur Vermeidung von Zugrissen über den Stützen aufgeschnittenen Randkonsolen (Abb. 34c) vgl. S. 206[1]).

Ein Beispiel einer hohen Talbrücke ist die Hochbrücke über das Staubecken der Tirso-Talsperre in Sardinien (Abb. 35)[2]). Länge $21 \times 13{,}5 = 283{,}5$ m; sehr schlanke, bis fast 50 m hohe Eisenbetonjoche durch Längs- und Querriegel versteift; Dehnfugen an zwei Stellen, und zwar am linken Talhange

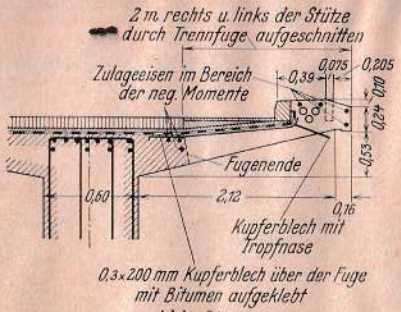


Abb. 34 c.

über einem Doppelpfeiler, am rechten Hang über dem beweglichen Gelenk eines Einhängeträgers.

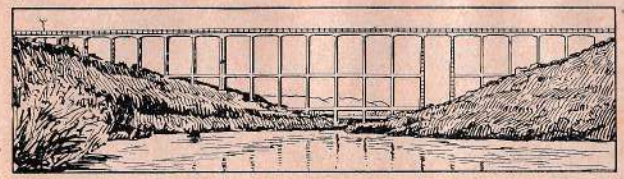


Abb. 35.

c) Auslegerbrücken und Gelenkträgerbrücken.

Hierzu gehören Balken auf zwei Stützen mit einem oder zwei überstehenden Enden und die aus derartigen Auslegerträgern und dazwischen gespannten Einhängeträgern gebildeten Gerberschen Gelenkträger.

Die erstgenannte Brückenform mit beiderseits überstehenden Enden wird oft besonders wirtschaftlich, weil bei statischer Bestimmtheit des Gesamtsystems die Belastung der auskragenden Arme die Biegemomente im Trägerteil zwischen den Stützen verringert und Flügelmauern erspart werden. Deshalb eignet sich diese Form namentlich für Ueberführungen zwischen Dämmen (Abb. 36, Autobahnüberführung b. Breslau)[2]). Kragarme so lang machen, dafs die Enden in den Damm reichen und auch bei Dammsetzungen nicht sichtbar werden. Unter Umständen wird diese Sichtdeckung durch angehängte kleine Scheinflügel (vgl. Abb. 57) erreicht.

[1]) B. u. E. 1936, S. 1 u. f.
[2]) Vgl. u. a. B. u. E. 1924, Heft 24, S. 325.
[3]) Bautechn. 1935, S. 418.

Bei den Auslegerbrücken mit Einhängeträgern (Gerbersche Balken) wechseln Träger auf zwei Stützen mit Kragarmen (Auslegerträger) mit sog. Einhänge- oder Schwebeträgern ab. Bezüglich der Berechnung vgl. I. Teil, Kapitel Baustatik. Um

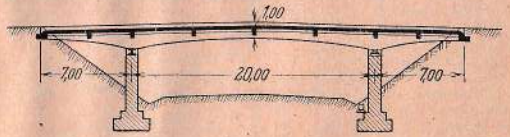


Abb. 36.

die nötige Beweglichkeit in Hinblick auf die Wärmedehnungen zu erzielen, gibt man in der Regel jedem Auslegerträger ein festes und ein bewegliches Lager und jedem Einhängeträger ein festes und ein bewegliches Gelenk (Abb. 37 u. 39). Es kann aber auch zweckmäfsig sein, mehr Lager beweglich und dafür ebenso viele Gelenke fest anzuordnen. Ueber Berechnung und Ausbildung der Gelenke vgl. S. 208.

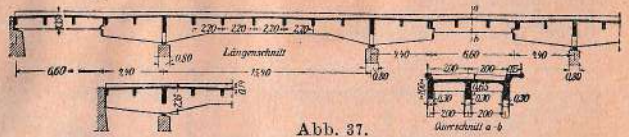


Abb. 37.

An Stelle von Kehlungen, wie sie Abb. 37 zeigt, kann man zur Verstärkung des Druckgurtes in der Nähe der Stützen auch Platten auf der Unterseite anordnen. Abb. 38 zeigt einen Längenschnitt durch eine derartige Brücke (Waldenburger Brücke in

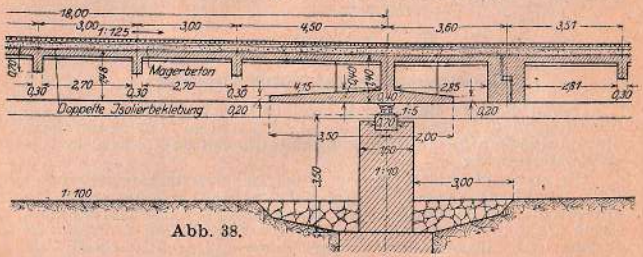


Abb. 38.

Glauchau), die wegen des Fehlens der Verstärkungen über den Stützen ein bandförmiges Aussehen bekam[1]).

Eine in vielen Beziehungen vorbildliche Brücke der hier besprochenen Art ist die neue Seebrücke in Lindau mit 7 Oeffnungen (Abb. 39a). Gesamtlänge 146 m zwischen den Widerlagern[2]). (Querschnitt s. Abb. 13, S. 206.) Von den vier Hauptträgern bilden die äufseren gleichzeitig die Brüstung der Fufswege. Des im

[1]) Bauing. 1929, S. 6 u. f.
[2]) B. u. E. 1929, S. 84.

Landschaftsbild besonders wichtigen guten Aussehens wegen ist die Trägerunterkante in allen Oeffnungen

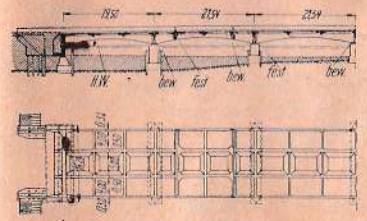


Abb. 39a.

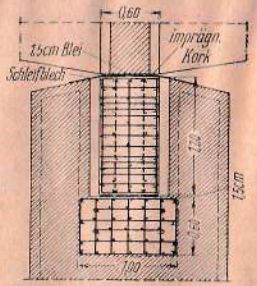


Abb. 39b.

bogenförmig gestaltet, obwohl eine solche Form für den Einhängeträger statisch nicht begründet ist. Ausbildung der Gelenke s. Abb. 21 u. 22 (S. 208), die der verdeckt angeordneten Pendellager s. Abb. 39b.

Als Flufsbrücken zur Ueberquerung unserer mittleren Wasserläufe sind Eisenbetongelenkträger die heute bevorzugte Bauart. Sehr häufig wird eine mittlere Hauptöffnung mit zwei seitlichen Vorlandöffnungen angeordnet. Abb. 40 zeigt eine weitgespannte derartige Brücke ($l = 42 + 61{,}5 + 42$ m), nämlich die 1930 erbaute Donaubrücke bei Grofsmehring; deren festes und bewegl. Gelenk s. Abb. 40b.

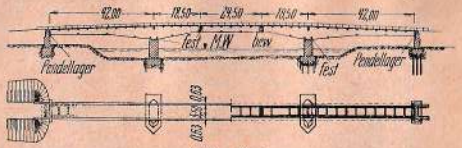


Abb. 40a.

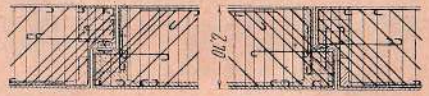


Abb. 40b.

Eine Flufsüberquerung mit Einhängeträger ist in Abb. 41 dargestellt (Emsbrücke zwischen Mesum und Elte, s. a. Abb. 65[1]). Die geringe Bauhöhe erforderte Kastenquerschnitte im Bereich der negativen Momente. Um ein Ab-

Abb. 41.

heben der Endlager der recht kurzen Seitenöffnungen zu vermeiden, sind diese mit Sandfüllung beschwert, womit auch die fast durchweg negativen Momente in den Seitenöffnungen vermindert werden.

[1]) Bauing. 1923, S. 76.

Aehnlich, mit unsichtbar in den Dämmen liegenden Seitenöffnungen, ist die z. Z. weitestgespannte Eisenbetonbalkenbrücke Europas, die Saalebrücke bei Bernburg, ausgebildet (Abb. 42), die eine besonders geringe Bauhöhe aufweist (∼ 1,5 m)[1]).

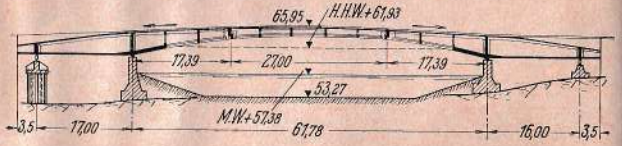


Abb. 42.

Für Eisenbahnbrücken ist die Gelenkträgerausführung mit zahlreichen Oeffnungen bei hochgelegten Kohlenbahnen, von denen die Kohlen auf Halden abgekippt werden, sowie auch bei im Stadtgebiet zur Vermeidung schienengleicher Kreuzungen hochgelegten Bahnen vorteilhaft[2]).

d) Balken mit eingespannten Enden und Gegengewichtsarmen.

Gelenklose Balken mit unverrückbar eingespannten Enden sind wegen der Schwierigkeit, praktisch unverschiebliche Einspannkörper zu schaffen, und wegen der hohen, bei solchen Tragwerken unvermeidlichen Wärme- und Schwindspannungen (Rissegefahr) im allgemeinen unvorteilhaft.

Durch Anordnung je eines festen und eines beweglichen Gelenks in der Oeffnung — durch welche eine Art einfeldriger Gerberträger gebildet wird — können die Nachteile der unvollständigen Einspannung und der Wärme- und Schwindspannungen ausgeschaltet werden. Der Zweck der Endeinspannung, nämlich die Erzielung gröfserer Stützweiten bei geringer Mittenbauhöhe, kann auch hier erreicht werden. Jedoch auch schwere Widerlagerkörper. Eine so ausgebildete Brücke zeigt Abb. 43 (Klodnitzbrücke in Gleiwitz).

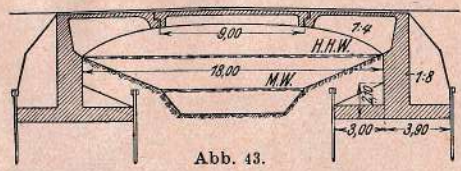


Abb. 43.

Meist vorteilhafter ist die Erreichung des gleichen Zwecks durch Wahl von Rahmenträgern (Abschn. 4, S. 222 u. f.) oder von Balkenträgern mit Gegengewichtsarmen gelöst.

Bei der Anordnung mit Gegengewichten zur Momentenverringerung in Trägermitte werden in die Kragarme schwere Betonklötze, angehängte Kasten mit Erdfüllung u. dgl. eingefügt [Abb. 44 (Neckarbrücke bei Rottweil)[3]), 45 (Okerbrücke

[1]) s. Bautechn. 1936, S. 216.

[2]) Die Stützen der Auslegerträger können auch mit diesen fest verbunden werden, wodurch rahmenartige Träger mit Auslegern entstehen, auf die sich die Einhängträger stützen.

[3]) D. Bauztg. 1917, Mitt., S. 97.

der R.-Auto-B. bei Rothemühle)[1])]. Die Hinterarme liegen meist vollkommen in der Rampe und sind äufserlich nicht erkennbar, womit vielfach der Eindruck von Bogenbrücken erweckt wird. Der Hinterarm mufs frei beweglich sein, es ist also unter ihm ein Raum freizuhalten und sein Ende durch eine Fuge von der Abschlufswand zu trennen.

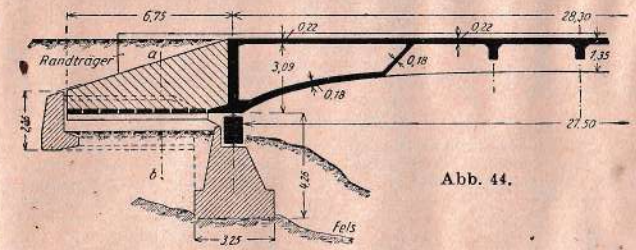


Abb. 44.

Derartige Plattenbalkenbrücken mit unsichtbaren Gegengewichten sind in neuerer Zeit, insbesondere da, wo es auf geringe Bauhöhe in Brückenmitte ankam, mehrfach ausgeführt worden[2]).

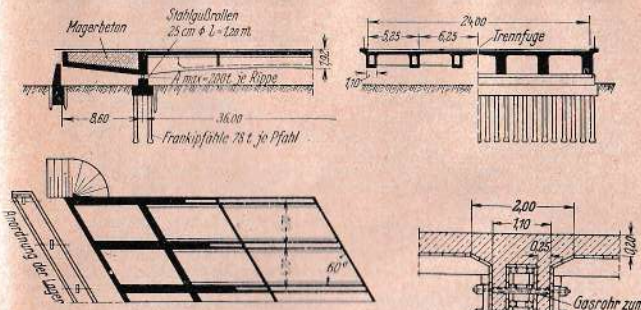


Abb. 45 a.

Abb. 45 b.

Auch durchlaufende Brückentragwerke mit und ohne Gelenke haben vielfach zur Entlastung der positiven Momente und Ermöglichung grofser Stützweiten bei knapper Bauhöhe in den Endöffnungen an diese anschliefsende belastete Kragarme erhalten. Die in Abb. 46 dargestellte Brücke (Strafsen-

[1]) B. u. E. 1936, S. 4.

[2]) Vgl. u. a. B. u. E. 1928, S. 340 (Brücke über den Grofsschiffahrtkanal in Breslau); B. u. E. 1928, S. 237 (Neue Hamburger Strafsenbrücken).

brücke über die Murg bei Gernsbach) hat 7,0 bzw. 5,5 m lange Kragarme. Eine anschliefsende schiefe Brücke über einen Werk-

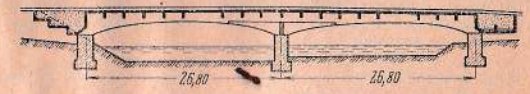


Abb. 46.

kanal ($l = 15{,}5$ m) besitzt bei einer Oeffnung ein einseitiges Gegengewicht[1]).

3. Trogbrücken.

Ist die verfügbare Bauhöhe sehr beschränkt, so können bei nicht zu grofser Brückenbreite die Tragrippen durch zwei seitlich der Brückenbahn oder zwischen Fahrbahn und Fufswegen an-

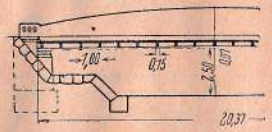


Abb. 47a.

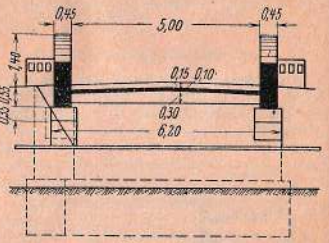


Abb. 47b.

geordnete, über die Fahrbahn hinausragende Wände gebildet werden. Liegen die Wände aufsen, so bilden sie die Brüstungen der Brücke und sind dementsprechend in ihrer Höhe zu beschränken. Vgl. hierzu S. 204 und die Querschnitte Abb. 8a u. b sowie 12d.

Trogbrücken sind Brücken mit ausgesprochenen Hauptträgern, bei denen die Fahrbahnplatte nur im Bereich etwaiger negativer Momente als mittragender Teil des Haupttragwerks herangezogen wird, im übrigen lediglich als Fahrbahnträger dient. Wegen des verhältnismäfsig grofsen Hauptträgerabstands besteht das Fahrbahntragwerk oft nicht aus einer einfachen Eisenbetonplatte, sondern aus Plattenbalken, in denen Querträger (Abb. 47) oder auch Quer- und Längsträger (Abb. 48) die Tragrippen bilden.

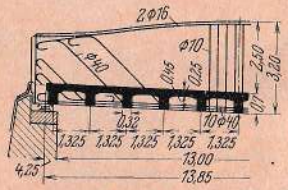


Abb. 48a.

Aufsenliegende Gehwege entlasten die positiven Momente der Querträger, können also zur Verminderung der Bauhöhe beitragen.

Mit Rücksicht auf das Aussehen ist es bei solcher Ausbildung meist vorteilhaft, den auskragenden Fufswegen stählerne Geländer zu geben, die die Tragrippen nicht verdecken, sondern als Haupttragwerke sichtbar lassen.

[1]) Vgl. B. u. E. 1928, S. 344 ff.

Aeltere Trogbrücken weisen meist sehr enge Querträgerstellung auf (Abb. 47 u. 48). Die Hauptträger können, den Momenten angepafst, etwa die Umrifsform der Halbparabelträger erhalten. Als Trogbrücke mit aufsenliegenden Fufswegen sei die von Mörsch

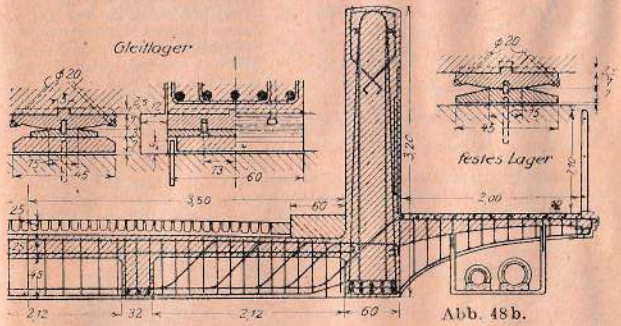


Abb. 48b.

erbaute Brücke im Zuge des Hambacher Viaduktes in Neustadt a. H. erwähnt (Abb. 48a, b). Die Hauptträger lagern auf gufseisernen Lagerplatten, die am festen Lager durch einen Dorn festgelegt sind, während am beweglichen Lagerpunkt eine besondere Gleitplatte die gewünschte Beweglichkeit sichert[1]).

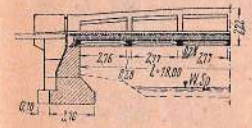


Abb. 49a.

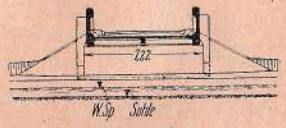


Abb. 49b.

Eine neuzeitlich gestaltete Trogbrücke ist die Albbrücke bei Karlsruhe, die bei 18,0 m l. Weite zwei in Brückenmitte 1,50 m über der Fahrbahn liegende, also die Aussicht behindernde Hauptträger aufweist. Bei dem geringen Fufsgängerverkehr ist dieser Nachteil in Kauf zu nehmen. Die Haupttragwände sind zur Gewichtsersparnis mit verschwächten Feldern ausgebildet (vgl. Abb. 49a u. b)[2]).

Eisenbahnbrücken erhalten ohnehin meist ein trogförmiges Fahrbahntragwerk. Durch Hochziehen der seitlichen Trogwände in einem dem Lichtraumprofil der Bahn entsprechenden Mafs kann ein Trogbrückentragwerk gebildet werden. Abb. 50 zeigt den Querschnitt einer solchen Brücke (Murgbrücke bei Klosterreichenbach) mit einem mittleren, über drei Oeffnungen durchlaufenden, und zwei anschliefsenden einfachen Balken[3]).

Eine hochwandige Eisenbahnbrücke in Trogform von aufsergewöhnlich grofser Stützweite ist 1933 in Algier fertig-

[1]) Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., Bd. II, 1, S. 50.
[2]) B. u. E. 1926, S. 413.
[3]) dgl. S. 109.

gestellt worden; Abb. 51 (Brücke über den Bou-Rumi-Flufs)[1]. Infolge von Verschwächungen in den Tragwandfeldern treten oben und unten gurtförmige Querschnittsteile in Erscheinung, die in der Druckzone durch je 12 Spiralen umschnürt sind, in der Zugzone bis zu 10 Lagen Eisen übereinander aufweisen. Durch Anwendung neuzeitlichster Ausführungsverfahren (Einrütteln des Betons) soll der kühne Bau einwandfrei ausgefallen sein.

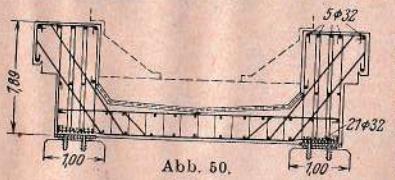


Abb. 50.

Auch als durchlaufende Balkenträger ohne und mit Gelenken sind Trogbrücken ausgeführt worden. Beispiele hierfür s. Hajnal-Kónyi, Weitgespannte Eisenbeton-Balkenbrücken[2]); die dort gegebene Zusammenstellung enthält auch Skizzen und Schriftquellen für andere Ausführungsarten.

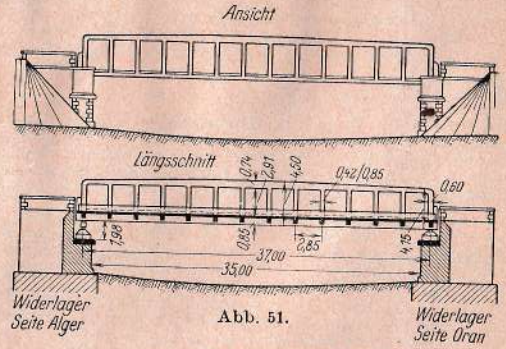
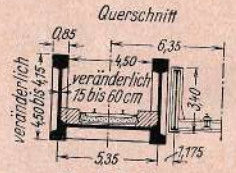


Abb. 51.



Zu Abb. 51.

4. Rahmenbrücken.

Die mit der Anordnung von Auslegern, Gegengewichten u. dgl. (Abschnitt 2c u. d) erstrebte Absicht, durch Erzeugung von negativen Stützenmomenten die positiven Feldmomente zu vermindern und damit leichtere Ueberbauten zu erhalten oder die Forderung beschränkter Bauhöhe zu erfüllen, kann auch erreicht werden durch biegefesten Anschlufs des waagerechten Brückentragwerks an die stützenden Stiele oder Wände. Diese können ihrerseits an den Füfsen gelenkig oder biegefest auf dem Grundwerk ruhen oder in einen unteren Riegel eingespannt sein. Dadurch ist die statische Unterscheidung der Rahmen in Zweigelenkrahmen, eingespannte Rahmen und geschlossene Rahmen gegeben.

[1]) B. u. E. 1932, S. 331. — [2]) B. u. E. 1933, S. 373 u. f.

Statisch gehören die Rahmen nicht zu den Balkenträgern, weil lotrechte Lasten neben den lotrechten Auflagerwiderständen auch waagerechte Teilkräfte hervorrufen. Von den Gewölben unterscheiden sie sich nur dadurch, dafs die Stützlinie aus ständiger Last erheblich von der Mittellinie abweicht, dafs also neben den Normalkräften in den Querschnitten erhebliche Biegemomente auftreten. Wenn die Rahmenbrücken hier trotzdem bei den Balkenbrücken behandelt werden, so geschieht dies, weil die Gestaltung des waagerechten Tragwerkteils grundsätzlich gleich ist. Besondere Bestimmungen bezüglich der Berechnung der Rahmen s. S. 201.

Die Anordnung kurzer und steifer Stiele hat bezüglich der Wärme- und Schwindwirkungen ähnliche Nachteile wie vollkommene Einspannung (vgl. S. 218/219); sie wird daher möglichst vermieden (vgl. Abb. 52).

Bei den einfachen Rahmen bilden die wandförmigen Stiele gleichzeitig den Abschlufs gegen die Dammschüttung, deren Erddruck die Momentenverteilung günstig beeinflufst.

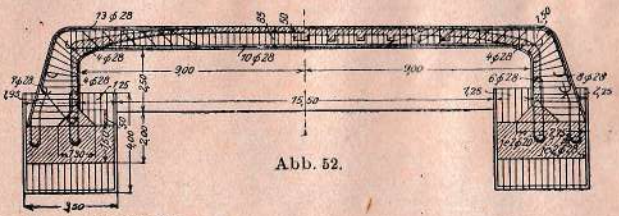


Abb. 52.

Beispiele von Rahmen mit plattenförmigen Tragwänden s. Abb. 25a (eingespannte Rahmen) und 25b (geschlossene Rahmen) auf S. 210.

Werden die Riegel als Plattenbalken ausgebildet, so werden die Rippen häufig auch in den Stielwänden fortgesetzt, und zwar möglichst so, dafs die Platte auf die gedrückte Seite zu liegen kommt. Auf diese Weise entstehen Anordnungen nach Abb. 52 (Aa-Brücke in Bocholt)[1]) und 53 (Strafsenüberführung in Kiel). Die in Abb. 52 gezeigte Brücke ist seinerzeit sowohl als eingespannter wie als Zweigelenkrahmen berechnet und es ist beim Entwurf beiden Fällen Rechnung getragen worden (eine sonst nicht übliche Vorsicht). Die im Verhältnis zur Riegellänge kurzen und starren Stiel-

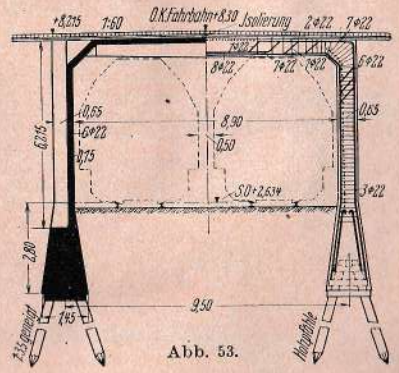


Abb. 53.

[1]) Arm. Beton 1912, S. 410.

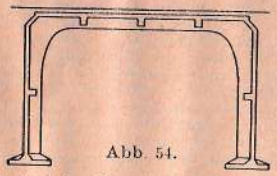
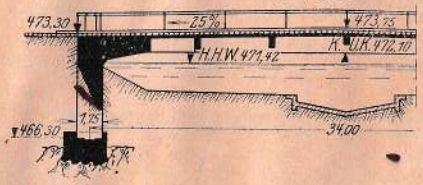


Abb. 54.

füfse bewirken hohe Schwind- und Wärmespannungen.

Der Rahmen in Abb. 53 ist dagegen eher in den Stielen zu nachgiebig, er kann sicher nicht als in Schwellenhöhe voll eingespannt gelten, weil die Gründung jedenfalls ausweichen dürfte. Abb. 54 zeigt eine Anordnung mit z. T. unvorteilhaft in der Zugzone verlegter Plattenwand, wobei der Vorteil der Platte als Betondruckgurt verlorengeht und ihre Rissesicherheit vermindert wird.



Sehr weitgespannte Rahmenbrücken sind die Viktoriabrücke in Bromberg[1]) mit $l = 37{,}4$ m und die Hindenburgbrücke in Hof i. B.[2]) mit $l = 34{,}0$ m (Abb. 55). Letztere ist als Zweigelenkrahmen ausgebildet worden; ihre Hauptträger sind zur Aufnahme der negativen Eckmomente an den Auflagern zu einem durchgehenden Block zusammengezogen. Die Stiele stehen auf einer auf Fels gegründeten, gemeinsamen Grundplatte.

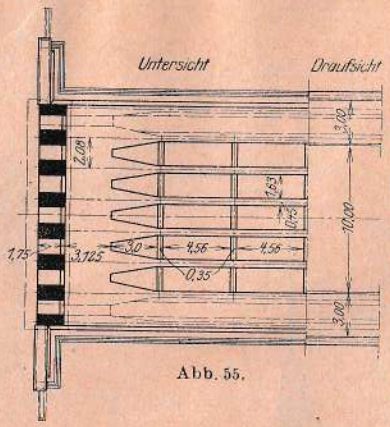


Abb. 55.

Auch Eisenbahnbrücken sind als derartige Rahmen gestaltet worden. Die rd. 28 m weit gespannte Zweigelenkrahmenbrücke der Abb. 56a u. b

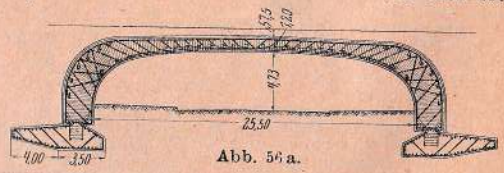


Abb. 56a.

[1]) D. Bauztg. 1913, Mitt., S. 113. — [2]) Bauing. 1928, S. 199; bezüglich des Wettbewerbs vgl. auch B u E 1927, S. 196.

hat bis auf einen kurzen Abschnitt in Brückenmitte Vollquerschnitt. Die Ausführung zeigt, dafs es trotz der strengen deutschen Bestimmungen sehr wohl möglich ist, weitgespannte Eisenbetonbrücken mit beschränkter Bauhöhe herzustellen, die sowohl wirtschaftlich sind als auch gut aussehen[1]).

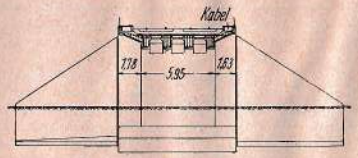


Abb. 56b.

Aufser den drei- und vierseitigen einfachen Rahmen werden Rahmen mit Auslegern, Sprengwerkrahmen und durchlaufende Rahmenträger je nach den vorliegenden Verhältnissen mit Vorteil als Brückentragwerk gewählt.

Die in Abb. 57 wiedergegebene Brücke in Ummendorf (Württemberg) erspart, wie die auf S. 216 angeführte Ausleger-

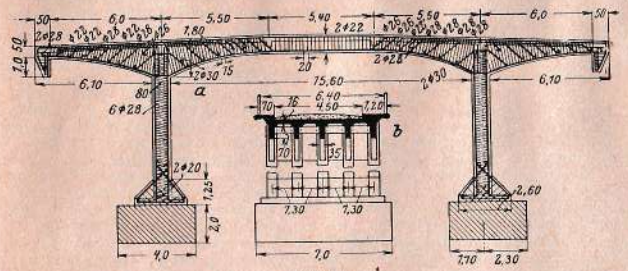


Abb. 57.

brücke, durch die überstehenden Arme, die in den anschliefsenden Erddamm hineinreichen, Endwiderlager und Flügelbauten. Träger und Säulen sind biegefest miteinander verbunden, letztere mit Spiralbewehrung versehen[2]).

Als Sprengwerk-Rahmenbrücke sei die Eisenbahnbrücke über die Murg (Bahnlinie Klosterreichenbach—Raumünzach, Abb. 58) erwähnt. Die Form der Hauptöffnung ist durch möglichste

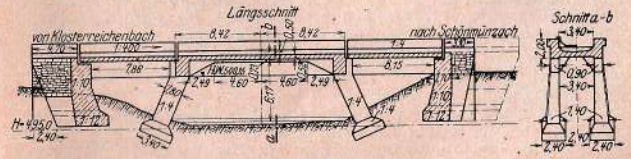


Abb. 58.

Vermeidung eines Wasserstaus bedingt. Der sprengwerkartige Rahmen mit eingespannten Füfsen pafst sich der Drucklinie günstig an, womit die Biegemomente verringert werden und der

[1]) Bautechn. 1930, S. 464.
[2]) Vgl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., II, 2, S. 164.

Riegel eine vermehrte Druckkraft erhält. Der Querschnitt der Brücke ist trogartig. Die Seitenöffnungen werden durch einfache Balkenträger, auf den Rahmenstützen und Endwiderlagern gelagert, gebildet. Die Brücke ist schief, Kreuzungswinkel 50° [1]).

Ein ähnliches Sprengwerk mit Kragarmen ist als System einer Kohlenhochbahn der Eva-Renate-Grube gewählt worden [2]).

Rahmenbrücken mit Auslegern und Einhängeträgern (vgl. Fufsnote S. 218) sowie durchlaufende Rahmen werden vielfach gewählt bei der Anlage von Hochbahnen (Kohlen- oder Erzhochbahnen, schienenfrei hochgelegten Hauptbahnen u. dgl.) [3]), bei Gleisüberschneidungen vor Bahnhöfen, die oft zu sehr verwickelten und schwierigen Lösungen führen [4]), sowie als Rampenbrücken, die als seitliche Fortsetzung von Flufsbrücken angeordnet werden [5]).

5. Besondere Ausführungen.

Ausführungen, die von den bisher behandelten abweichen, können — weil verhältnismäfsig selten — hier nur kurz behandelt werden. Es kann sich hierbei handeln um Brücken besonderer Bauart, wie Fachwerkbrücken und Hängebrücken, um Brücken für einen Sonderzweck (Kanalbrücken) und um Brücken mit besonderer Ausführungsweise (z. B. solche aus Fertigbauteilen).

a) Brücken mit gegliederten Hauptträgern.

Bei Ueberbrückung gröfserer Stützweiten wird die Verwendung vollwandiger Eisenbetonbalkenträger unwirtschaftlich, weil das Trägergewicht in keinem zweckmäfsigen Verhältnis zu der erreichten Tragfähigkeit steht. In dem Bestreben, das Eigengewicht der Hauptträger herabzusetzen, hat man daher — in Anlehnung an die Bauformen des Stahlbaus — Druck- und Zugzone als Gurte ausgebildet und dazwischen Aussparungen [6]) angeordnet, und zwar durch Verschwächung des vollwandigen Querschnitts (Nischen; vgl. Abb. 51) oder durch Durchbrechungen. Diese werden so angeordnet, dafs fachwerkartige Träger mit Dreiecknetz oder Rahmenfachwerke mit Vierecknetz (Pfostenfachwerke) entstehen. Die gegliederten Trägerarten haben die gemeinsamen Nachteile hoher Herstellungs-, insbesondere Schalungskosten, schwieriger Knotenpunktausbildung und sehr hoher zusätzlicher Querkräfte und Biegemomente in den Füllungsgliedern [7]).

Fachwerkträger aus Eisenbeton mit steigenden und fallenden Diagonalen ohne Ständer finden nur bei kleineren Stützweiten Verwendung. Sie können auch vorher hergestellt und fertig verlegt werden. Gröfsere Fachwerkbrücken werden als Parallelträger oder Parabelträger, und zwar meist mit steigenden (gedrückten) Diagonalen ausgeführt, weil die Einführung der dann gezogenen Vertikalen in die Knotenpunkte einwandfreier gelöst werden kann (System Visentini).

[1]) B. u. E. 1926, S. 69.

[2]) Bautechn. 1928, S. 434.

[3]) Beispiele solcher Brücken s. Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., VI. Bd. (Gehler, Balkenbrücken), S. 419 u. f., S 423 u. f.

[4]) Z. B. Gleisüberschneidungen am Hauptbahnhof Stuttgart, D. Bauztg. 1914, Mitt. Heft 16, 17, 19, sowie B. u. E. 1913, S. 7; ferner Kreuzungsbauwerk am Hannoverschen Bahnhof in Hamburg, Bautechn. 1930, S. 563.

[5]) Z. B. Strafsenbrücke über die Mosel in Koblenz, Bautechn. 1934, S. 201 u. f.

[6]) Für Brücken unter Eisenbahngleisen sind nach den „Ber.-Grdl." Aussparungen in Balken zur Gewichtserparnis unzulässig.

[7]) Vgl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., II. Bd., 2, S. 150 u. f.

Die Ausbildung der Knotenpunkte macht insofern Schwierigkeiten, als zur Einführung der Kräfte aus den vollbeanspruchten Eisen der gezogenen Füllungsglieder in den Beton der Knoten eine recht geringe Endlänge der Eisen zur Verfügung steht. Der Beton wird dort örtlich sehr hoch beansprucht. Die Knotenpunkte erhalten daher oft eine Umschnürung.

Auf genügende Ueberdeckung aller Eisen ist zu achten. Wegen der grofsen Stababmessungen werden die Nebenspannungen infolge der steifen Knotenanschlüsse erheblich. Sie sind stets zu berücksichtigen.

Beispiel einer Eisenbetonfachwerkbrücke s. Abb. 59 (Agerbrücke bei Schwanenstadt, Oesterreich) [1]).

Eine neuere Anwendung stellt die Brücke im obersten Teil der Autostrafse auf die Geisbergspitze (Salzburg) dar. Die Visentiniträger wurden hierbei als Fertigbauteile versetzt; sie waren oben mit einer Verzahnung versehen, auf die an Ort und Stelle ein Betondruckgurt aufgebracht worden ist [2]).

In Frankreich sind Eisenbetonfachwerkbrücken mit aufsergewöhnlich grofser Stützweite ausgeführt worden [3]).

Pfostenfachwerke, nach dem Erfinder meist Vierendeelträger genannt, haben Vierecknetz und keine Diagonalen (vgl. Abb. 60 a u. b, Strafsenbrücke in Freudenstadt, Württ.). Da den Pfosten die Aufgabe zufällt, die gesamten Schubkräfte ihrer zugehörenden Felder zu übertragen, so ist ihre Ueberleitung in die Gurte gut zu versteifen und ihr Anschlufs

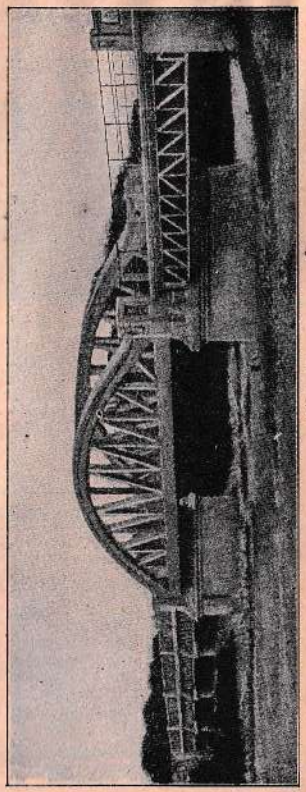


Abb. 59.

[1]) Vgl. Arm. Beton 1912, S. 217.

[2]) Vgl. B. u. E. 1929, S. 421. — Ueber neuere Ausführungen von Visintini-Brücken vgl. Bauing. 1929, S. 182. Dort sind u. a. auch Trapezfachwerke und Kreissegmentträger als Hauptträger wiedergegeben.

[3]) Fufsgängerbrücke über die Seine bei Ivry mit $l = 134{,}6$ m (nach Spangenberg), Lafayettebrücke in Paris mit $l = 76{,}85 + 71{,}87$ m s. B. u. E. 1929, S. 177; neuzl. Rautenfachwerkbrücke s. Bauing. 1936, S. 372.

besonders gut durch schrägliegende Eisen zu bewehren. Mit Rücksicht auf die grofsen Schubkräfte nahe am Auflager und die Notwendigkeit, dort Eisen aus der Zugzone aufzubiegen, werden die letzten Felder der Träger zweckmäfsig vollwandig ausgebildet. Die Form der Aussparungen wird dann des Aussehens wegen meist durch geringe Vertiefungen zum Ausdruck gebracht

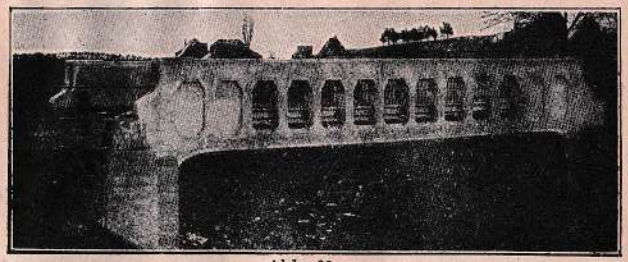


Abb. 60a.

(Abb. 60a). In den ersten Pfosten sind aber auch noch erhebliche Schubkräfte zu übertragen, so dafs z. B. bei der genannten Brücke die Schubbewehrung nicht ausreichte und Schrägrisse auftraten[1]).

Liegt die Fahrbahn auf dem Obergurte, so empfiehlt es sich, die Träger in der Untergurtebene durch einzelne feste Querriegel zu verbinden. Vierendeel-Brücken in Eisenbeton sind bis zu 56 m Stützweite (Fufsgängersteg bei Leuvière in Belgien)[2]) gebaut worden.

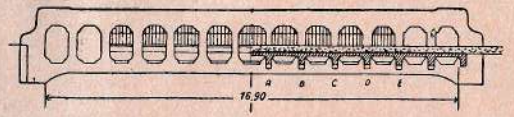


Abb. 60b.

Für Hängebrücken mit ihren zahlreichen Zuggliedern ist Eisenbeton nicht der geeignete Baustoff. Dennoch finden sich in Frankreich derartige Ausführungen, wie z. B. eine Strafsenbrücke über den Bahnhof Laon, deren Tragwerk aber eher als ein durch ein ummanteltes Hängeseil entlasteter Balken anzusehen ist[3]).

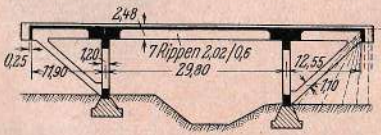


Abb. 61.

Als Sonderausführung ist auch der in Abb. 61 dargestellte Zweigelenkrahmen mit schräg nach den Gelenkpunkten zu abgestützten Kragenden zu bezeichnen, der bei grofser Mittelstützweite und schnittigem Aussehen eine geringe Bauhöhe aufweist.

[1]) Vgl. auch Mörsch, Der Eisenbetonbau, II. Bd., 2, 5. Aufl., S. 158.
[2]) Bauing. 1922, S 255. — [3]) T. d. Travaux 1927, S. 25.

b) Kanalbrücken.

Unter Kanalbrücken versteht man die Ueberführung von Schiffahrt-, Werk- oder Trinkwasserkanälen über einen Verkehrsweg oder einen sonstigen freizuhaltenden Raum.

Eisenbetonbalkenbrücken unter Schiffahrtkanälen sind ziemlich selten vorkommende Bauwerke. Strafsen, Bäche u. dgl. werden in kleineren, durchlafsartigen Bauwerken unterführt, die ganz unter der Kanalsohle liegen, also einen im Regelquerschnitt weitergeführten Kanaldamm durchfahren. Als Beispiel sei die Strafsenunterführung Elbeu unter dem Mittellandkanal (Abbildung 62) erwähnt, die bei 14 m Lichtweite als geschlossener Rahmen ausgebildet ist[1]).

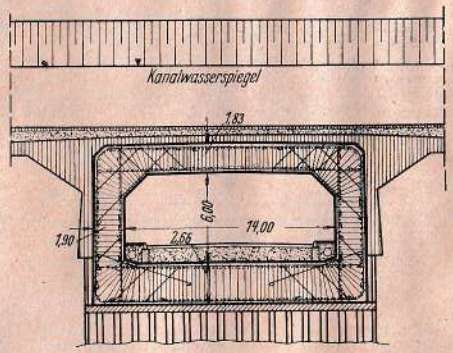


Abb. 62.

Bei den Brücken der Werkkanäle u. dgl. bilden die Wände des Kanaltrogs im allgemeinen gleichzeitig die Balkentragwände; die Sohlplatte ist Druckgurt im Bereich der negativen Stützenmomente. Der oberste Wandteil wird häufig zur Aufnahme der Druckkräfte

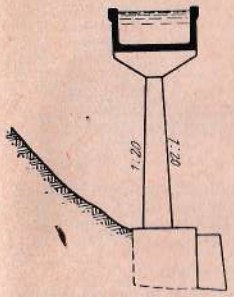


Abb. 63a.

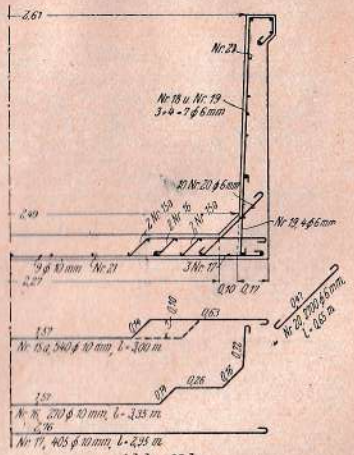


Abb. 63b.

[1]) Bautechn. 1932, S. 191.

aus den positiven Momenten verbreitert oder auch als durchgehende Platte ausgebildet, wobei ein geschlossener Kanalquerschnitt entsteht. Durch die Wasserlast und den seitlichen Wasserdruck wird der Trog bzw. Rahmen außerdem in Querrichtung beansprucht. Er erhält daher außer der Balkenbewehrung eine entsprechende Rahmenbewehrung.

Die Abb. 63 zeigt eine einstützige, offene Kanalbrücke und deren Querbewehrung ohne die Balkenbewehrung. Alle 20 bis 30 m erhalten derartige Brücken Bewegungsfugen, die sorgfältig und unter allen Umständen wirksam zu dichten sind. Vgl. hierzu Abb. 64, die eine neuere Werkkanalbrücke von insgesamt 360 m Länge darstellt (Aquädukt über das Schlierachtal, Bayern)[1]. Die gewellten Kupferblechstreifen der Dehnfugen sind mit der Tragbewehrung fest verbunden und der Raum darüber mit Mastix vergossen. Das Balkentragwerk besteht aus durchlaufenden Trägern mit je vier gleichen Oeffnungen. Genau genommen wäre es als durchlaufender Rahmen zu rechnen, doch sind die Stützen in Bückenrichtung so dünn, dafs ihr Einflufs auf die Balkenmomente gering wird. Diese pendelartige Stützung gestattet den weiten Abstand der Dehnfugen.

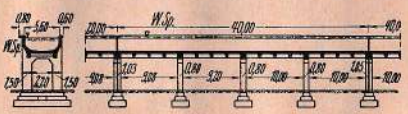


Abb. 64.

Abb. 65 zeigt die Ueberführung eines Kraftkanals über eine Schlucht (Aquädukt bei Chatelau, Schweiz). Das Haupttragwerk ist ein durchlaufender Rahmen mit zwei schrägen Mittelstützen,

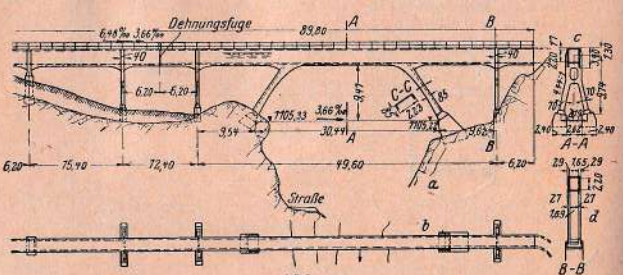


Abb. 65.

zwei weiteren pendelartigen Stützen und überkragenden Enden[2]. Die Dehnfuge ist mit Teer gedichtet, was nach heutiger Anschauung als unzulänglich angesehen wird. Die Dichtung mit gefalteten Kupferblechstreifen ist bei Kanalbrücken stets vorzuziehen.

c) Eisenbetonbrücken aus Fertigbauteilen.

Mitunter ist es zweckmäfsig, einzelne Tragteile aus Eisenbeton vorher am Bauplatz oder an einem entfernten Werkplatz fabrikmäfsig herzustellen und nach genügendem Erhärten fertig

[1]) Bautechn. 1930, S. 831.
[2]) Schweiz. Bauztg. 1927, Bd. 90, S. 176.

zu versetzen[1]. Die üblichsten Fertigbauteile dieser Art sind die Eisenbetonpfähle der Gründungen, aber auch Stützen, Hauptträger oder Hauptträgerteile, Fahrbahnträger, Brüstungen u. dgl. werden u. U. fertig eingebaut.

Die Bauweise eignet sich am besten für Stege und leichte Brücken. Als Beispiel sei die Brücke über den „Langen Grund" bei Klingenberg[2]) erwähnt, deren Jochstützen aus fabrikmäfsig hergestellten Schleudermasten gebildet sind. Die Fahrbahn ist hier an Ort und Stelle ausgeführt worden.

Die Herstellung von Einzelteilen auf dem Werkplatz ist besonders vorteilhaft bei langen Bauwerken mit vielen gleichartigen Oeffnungen, wobei durch serienmäfsige Erzeugung beträchtliche Ersparnisse erzielt werden können. Ein bezeichnendes Beispiel hierzu ist die 11 km lange vierte Brücke zwischen San Francisco und dem Festland[3]). Oft ist für die Wahl der Bauweise auch ausschlaggebend, dafs die Bauteile nach dem Einbau sofort voll beansprucht werden können.

C. Die bauliche Ausführung der Eisenbeton-Balkenbrücken.

Die Aufgabe, einen Verkehrsweg mit seinen Lasten über einen freien Raum hinwegzuführen, gehört zu den kühnsten des Ingenieurbaus. Sie stellt besondere Anforderungen an das Verantwortungsbewufstsein und die Verantwortungsfähigkeit des Entwerfenden wie der an der Ausführung beteiligten. Die in der Vorbemerkung in den „D. Best. 1932", A, aufgestellten Forderungen gelten somit hier in erhöhtem Mafse, wenn man vor Fehlschlägen geschützt sein will. Völlige Beherrschung aller Zusammenhänge berechtigt anderseits zu kühnen Ausführungen.

Der wesentlichste Teil der Eisenbetonbrücke, der sog. Ueberbau, wird in der Regel auf einem hölzernen Lehrgerüst hergestellt, das die formgebende Schalung trägt. Damit die gewollte Form tatsächlich erzielt wird, Schalbohlen nicht zu dünn wählen und durch Querriegel genügend stützen, ferner Lehrgerüste nicht nur mit Rücksicht auf genügende Tragfähigkeit, sondern auch auf geringe Verformbarkeit entwerfen und bemessen. Den Lehrgerüsten ist eine Ueberhöhung zu geben („Ber.-Grdl." § 21), deren Ausmafs sich zusammensetzt aus

1. der voraussichtlichen Setzung der Lehrgerüstgründung,
2. der Verformung des Lehrgerüstes,
3. der elastischen Durchbiegung des Brückentragwerks unter seiner Höchstlast und
4. einem Zuschlag für Unvorhergesehenes, der besser zu reichlich genommen wird, weil das Aussehen einer Brücke weniger leidet, wenn sie nach den Mitten der Ueberbauten ansteigt als umgekehrt.

Die Lasten in den Lehrgerüsten sind möglichst unmittelbar und unter tunlicher Vermeidung von biegungsbeanspruchten oder quer zur Faser gedrückten Hölzern senkrecht nach unten zu leiten, am einfachsten durch Anordnung zahlreicher Joche. Ist unter der Brücke auch während des Baues ein gröfserer Raum freizuhalten, so sind kräftige Sprengwerke oder Stahlträger zu dessen Ueberspannung am Platze. Es sind somit die gleichen Ausbildungsgrundsätze mafsgebend wie bei den Lehr-

[1]) Vgl. Kleinlogel, Fertigkonstruktionen im Beton- und Eisenbetonbau, Berlin 1929, Wilh. Ernst & Sohn.
[2]) B. u. E. 1926, S. 174.
[3]) B. u. E. 1930, S. 22.

gerüsten der gewölbten Brücken (vgl. S. 266). Bezüglich der Berechnung sind DIN 1074 „Berechnungsgrundlagen für hölzerne Strafsenbrücken“ bzw. die „Vorl. Bestimmungen für Holztragwerke“ (BH) der DRB (Verlag Wilh. Ernst & Sohn) mafsgebend.

Zur Ermöglichung eines stofsfreien Ausrüstens sind auch bei den Eisenbetonbalkenbrücken Vorkehrungen zu treffen, die ein allmähliches Absenken des Lehrgerüstes gestatten, derart, dafs die zunächst vom Lehrgerüst getragene Brückenlast ohne Ueberanstrengung einzelner Bauteile nach und nach vom Brückentragwerk selbst übernommen wird. Im allgemeinen genügt bei Balkenbrücken die Anordnung von Doppelkeilen; für grofse Brückenöffnungen sind Sandtöpfe oder Senkschrauben in genügender Zahl vorzusehen.

In Abb. 66a u. b ist das Lehrgerüst der in Abb. 41 gezeigten Brücke dargestellt. Es geht aus ihr die regelmäfsige Ausbildung der Binder wie auch die Anordnung einer Schiffahrtöffnung hervor.

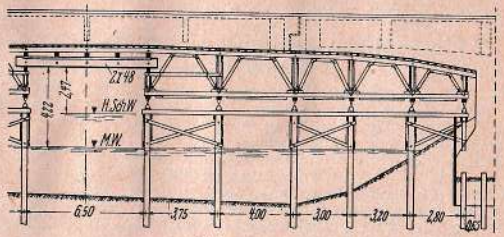


Abb. 66a.

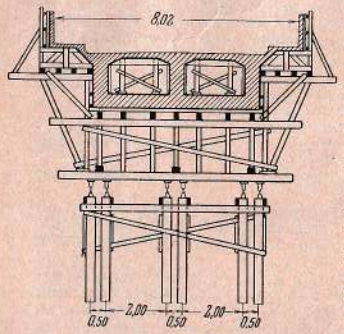


Abb. 66b.

Abb 67 zeigt die Lehrgerüstanordnung für eine Eisenbahnüberführung mit kleinerer Stützweite und Abb. 68 das Schema für den Ausrüstungsvorgang einer weitgespannten Balkenbrücke (Donaubrücke bei Dillingen)[1]). Zur Absenkung wurden Keile in der Reihenfolge *a* bis *f* zunächst gelockert und sofort wieder zusammengefügt und erst in einem zweiten Arbeitsvorgang, in der gleichen Reihenfolge, vollständig gelöst. Dies geschah, um ein allmähliches Absenken zu erreichen, ähnlich wie es mit Sandtöpfen oder Senkschrauben in vollkommenerer Weise möglich ist.

Der Einhängeträger der Saalebrücke b. Bernburg (vgl. S. 217) wurde mit Fachwerken bewehrt, an die — unter dauernder Freilassung einer 12 m weiten Schiffahrtsöffnung — die Schalung angehängt werden konnte. Um unzulässige Formänderungen dieser Fachwerke während des Betonierens auszuschalten, wurden sie durch Sandlasten im Gewicht des Betons vorbelastet, die mit fortschreitendem Einbringen des Betons wieder weggenommen wurden.

[1]) Bauing. 1926, S. 181 u. f.

Die Ueberwachung der Güte der Baustoffe hat schon rechtzeitig vor der Erstellung des Brückentragwerks mit der Auswahl des geeigneten Betons (Eignungsprüfung) zu beginnen. Dabei ist zu beachten, dafs guter und fester Beton zweckmäfsiger durch gute Kornzusammensetzung der Zuschläge mit geringem Wasseranspruch als durch besonders fette Mischung erzielt wird, da fetter Beton mehr zum Schwinden neigt. Oft ist auch eine Verbesserung durch gute Körnung der etwaigen Anwendung hochwertigen Zements vorzuziehen.

Die Einhaltung der gewollten Betonzusammensetzung mufs für jede einzelne Mischung gewährleistet sein. Wegen der stets vorhandenen Ungleichmäfsigkeiten in der Körnung des natürlich vorkommenden Kiessands — auch wenn eine Zusammensetzung sich als noch so geeignet erwiesen hat — und wegen des Entmischens bei der Förderung und beim Kippen auf Halden, sind die Zuschläge für den Beton der wichtigen Brückentragglieder grundsätzlich in Korngröfsen zu trennen und erst unmittelbar vor der Mischmaschine im beabsichtigten Verhältnis zusammenzufügen. Zum mindesten ist Sand (durch das 7-mm-Sieb durchfallender Zuschlag) und Grobes (Kies, Splitt, Schlag) getrennt zuzufügen; besser Trennung nach drei Kornabstufungen. Die „D. Best. 1932“ und die „Leitsätze für die Bauüberwachung im Eisenbetonbau“ sind bei Brückenbauten

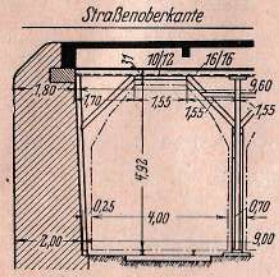


Abb. 67.

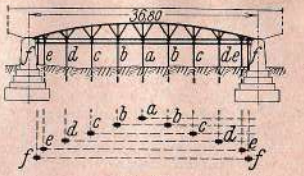


Abb. 68.

strengstens zu beachten. Besonders ist darauf zu sehen, dafs der vorher festgelegte Wasserzusatz nicht überschritten wird. Die Ueberwachung geschieht durch Steifeprüfungen (Ausbreitversuch, Eindringversuch) und durch Festigkeitsnachweis an Würfeln mit 20 bzw. 10 cm Kantenlänge oder an Probebalken; vgl. „D. Best. 1932“ A, § 5.

Bei der Aufstellung des Bewehrungsgerippes auf genaueste Einhaltung der in den Plänen vorgesehenen Lage der Eisen achten (vgl. „D. Best. 1932“ A, § 14, 2). Ein möglichst starres, unter Lasten und beim Einbringen des Betons unverschiebliches Gerippe ist sicherzustellen, das zur Gewährleistung der festgelegten Betondeckung gegen die Schalung oder älteres Mauerwerk usw. durch Betonklötzchen abgestützt ist. Die einzelnen Lagen der Eisen sind durch kurze Rundeisenstäbe oder geeignete Betonformstücke im richtigen Abstand zu halten. Bezüglich Lage der aufgebogenen Eisen vgl. S. 202. An jeder Kreuzungsstelle mit den Trageisen sind Verteilungseisen und Bügel durch 1 mm dicken Eisendraht zu binden, und zwar die unteren mit einfachem, die oberen mit Kreuzbund, der so fest sein mufs, dafs er sich unter den Erschütterungen nicht lockert. Als Beispiel sei in Abb. 69 das Modell einer einwandfrei ausgeführten Bewehrung

einer gekrümmten Platte (etwa die eines Rahmens oder Gewölbes) gezeigt[1]).

Beim Einbringen des Betons ist anzustreben, die Haupttragteile — namentlich die Plattenbalken — ohne Unterbrechung

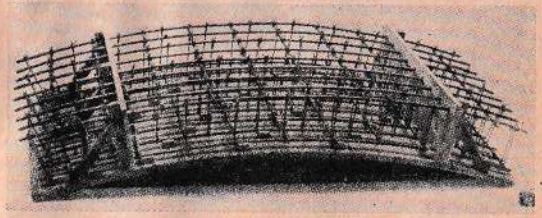


Abb. 69.

herzustellen; ist dies nicht angängig, so sind die Arbeitsfugen an wenig beanspruchte Stellen zu legen und senkrecht durch vorübergehende Schalung abzugrenzen, die Grenzfläche wird rauh gelassen und mit feuchtem Sande oder Säcken, die mit Wasser besprengt werden, überdeckt. Vor Weiterarbeit mufs Anschlufsstelle gut genäfst, aufgerauht und mit Zementbrei bespritzt werden, der beim Einbringen des Anschlufsbetons keinenfalls abgetrocknet sein darf.

Bei der Ausführung der Autobahnbrücke bei Pfraundorf (s. a. S. 198) ist gefordert worden:

a) Jeder Querschnitt des Tragwerks ist in einem Zug mit Beton zu füllen (Querträger vorher betoniert und vorübergehend abgeschalt).
b) Die Form erhärtender Betonkörper darf durch das Weiterbetonieren nicht verändert werden. Setzen des Lehrgerüsts unter dem Betongewicht zwingt vorher hergestellte Trägerteile über den starren Stützen durchlaufender Träger zu Formänderungen, die der Beton nicht mitmachen kann. Durch Kiesvorbelastung vermieden (vgl. S. 232; ähnlich Verfahren Spangenberg, s. S. 264).
c) Statisch nicht mitwirkende Tragwerksteile sind so herzustellen, dafs sie tatsächlich nicht mittragen (z. B. der über die Platte hinaufragende Teil in Abb. 12c, S. 205). Sie werden erst nach Eintreten der wesentlichen Formänderungen aufbetoniert oder nach Abb. 34c durch Fugen aufgeschnitten.

Der fertige Beton mufs nach seiner Herstellung, besonders in den heifsen Monaten, mehrere Tage lang dauernd feucht gehalten werden, damit die erste Erhärtung gut vor sich gehen kann und die Schwindwirkungen geringer bleiben. Zu diesem Zwecke wird das Bauwerk mit dauernd feucht gehaltenem Sand oder leeren Säcken bedeckt. Während der Abbindezeit ist darauf zu achten, dafs keine Erschütterungen durch den Arbeitsvorgang usw. verursacht werden.

Die Oberfläche des Betons ist — falls nicht eine steinmetzmäfsige Bearbeitung beabsichtigt ist — unbearbeitet zu lassen, u. U. auch durch Zusatz farbiger Steinmehle zu tönen. Um Ausblühungen zu vermeiden, wird manchmal Trafs zum Beton der Aufsenflächen hinzugesetzt.

[1]) Vgl. hierzu B. u. E. 1926, S. 341 u. f.

Die Ausschalungsfristen, die in § 13 der „D. Best. 1932" A niedergelegt sind, werden bei gröfseren Brücken tunlichst verlängert. Vor der Ausrüstung ist festzustellen, ob der Beton genügend erhärtet ist. Hierbei sind die Ergebnisse der Erhärtungsprüfung (vgl. „D. Best. 1932" D) zu beachten. Tritt während des Erhärtens kühle Witterung ein (weniger als + 5°), so sind die Schalfristen zu verlängern, bei Frost mindestens um die Dauer der Frostzeit. Bei Verwendung hochwertigen Zementes kann entsprechend den „D. Best 1932" A eine nicht unerhebliche Abminderung dieser Zeiten eintreten. Der Bauleiter ist in jedem Fall für die Anordnung des Zeitpunkts des Ausschalens verantwortlich („D. Best. 1932" A, § 13, 1: D, Vorbem., 2 c).

Vor Inbetriebnahme der Brücke wird zuweilen eine Probebelastung gefordert, die jedoch nicht früher als 45 Tage (bei hochwertigem Beton 21 bis 28 Tage) nach dem Betonieren vorgenommen werden darf. Um sichtbare Zugrisse zu vermeiden, sind höchstens die einfachen, der Berechnung zugrunde gelegten Höchstlasten aufzubringen (vgl. „D. Best. 1932" A, § 6).

D. Eisenbeton-Fahrbahntafeln auf Stahlbrücken[1]).

Wegen verschiedener Unzulänglichkeiten der Fahrbahndecken auf Belageisen und Buckelblechen, insbesondere bezüglich der Dauerhaftigkeit, werden neuerdings Eisenbetonfahrbahnplatten auf stählernen Brücken in steigendem Mafse angeordnet. Der schwere neuzeitliche Verkehr auf den Brücken macht ohnehin eine schwerere Fahrbahntafel erforderlich, so daß die Ausführungen aus Eisenbeton trotz des höheren Gewichts auch wirtschaftlich zweckmäfsig werden[2]). Nur für sehr weitgespannte Stahlbrücken ist die Rücksicht auf Leichtigkeit der Fahrbahn für die Wahl anderer Anordnungen ausschlaggebend. Kreuzweise bewehrte

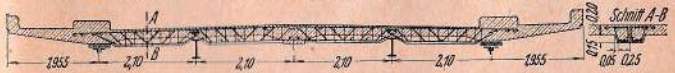


Abb. 70.

Eisenbetonplatten sind wegen ihrer hohen Tragfähigkeit, ihres guten Querzusammenhangs und daraus folgender höherer Rissesicherheit als Fahrbahnplatte besonders geeignet[2]).

Für die Berechnung sind die Sonderbestimmungen für Eisenbetonfahrbahntafeln auf stählernen Strafsenbrücken (Ber.-Grdl." § 8, 2) mafsgebend. Nach diesen ist die Eisenbetonplatte so anzuordnen, dafs die Unterhaltung des Stahltragwerks nicht beeinträchtigt wird. Empfohlen wird die Verlegung auf die Obergurte

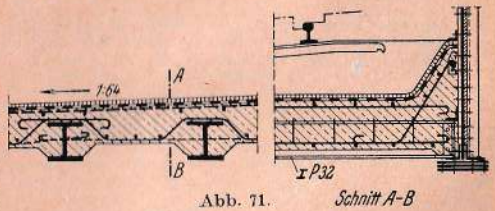


Abb. 71.

[1]) Zahlreiche Beispiele s. Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., VI. Bd (Gehler, Balkenbrücken), Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn.
[2]) Vgl. die Untersuchung von Wedler in Bautechn. 1933, S. 211

der Stahlträger (vgl Abb. 70, Einhängträger der Adolf-Hitler-Brücke in Oppeln)[1]) oder das Herunterziehen des Betons bis zum Unterflansch der Stahlträger (vgl. Abb. 71) Im letzten Fall ist die Haftung des Betons am Stahl durch besondere bauliche Mafsnahmen sicherzustellen, und zwar besonders dann, wenn auch die Unterfläche der Träger einbetoniert wird (grofse Betondeckung, Umhüllung der Flansche mit Drahtgeflecht).

Müssen wegen Beschränkung der Bauhöhe die Obergurte der Querträger einbetoniert werden, ohne dafs der Träger ganz umhüllt wird, so sind für die Platte besondere Auflager zu schaffen (Abb. 72)[2]). Längsträger usw. sind möglichst nicht teilweise einzubetonieren. Bezüglich der Bewehrung der Platte gelten im übrigen die Anordnungen der „D. Best. 1932" A (insbesondere auch § 25, 5, Abs. 1 beachten). Manchmal werden auch die Trägerrippen aus Eisenbeton mit Rundeisenbewehrung ausgeführt[3]).

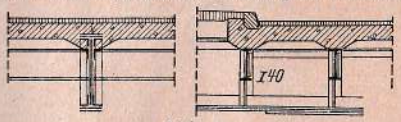


Abb. 72.

[1]) Bautechn. 1933, S. 687.
[2]) Bautechn. 1930, S 735.
[3]) Als Beispiel hierzu sei die Hellerstrafsenbrücke in Breslau-Mochbern erwähnt. Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., VI. Bd., S. 474.

Gewölbte Brücken.

Bearbeitet von Professor Dr.-Ing. E. Mörsch, Stuttgart.

Hinsichtlich der Gröfse des Gewölbes unterscheidet man zwischen den Durchlässen und den eigentlichen Brücken. Während nach DIN 1075 § 9 Ziff 3 bei der Berechnung der Durchlässe das Stützlinienverfahren zulässig ist, wird bei den übrigen Brückengewölben eine genaue Berechnung der gröfsten Randspannungen in verschiedenen Schnitten verlangt.

Gewölbte Durchlässe.

Diese dienen zur Unterführung kleiner Wasserläufe oder von Wegen unter Dämmen und haben kleine Lichtweiten (bis etwa 6 m). Von den eigentlichen Brücken unterscheiden sich die Durchlässe dadurch, dafs noch eine verhältnismäfsig hohe Erdschüttung über dem Scheitel vorhanden ist, die zur Folge hat, dafs die Ebene der Dammböschung an der Stirn noch über dem Scheitel durchgeht. Ein weiteres Kennzeichen des Durchlasses ist das hohe Pfeilverhältnis f/l, das $\geqq 1/2$ sein soll und das gestattet, von Temperatur- und Schwindspannungen abzusehen.

Die früher von verschiedenen Bahnverwaltungen aufgestellten Normalien für Durchlässe sahen halbkreisförmige Gewölbe in Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk vor und pafsten schlecht für Beton. Mit der Verwendung des Stampfbetons ist man alsbald dazu übergegangen, die Durchlässe um das ganze Profil zu wölben, d. h. die ganze Form von einem Fundament zum andern der Stützlinie anzupassen, wodurch man eine sparsame Ausnutzung des Baustoffes erzielt.

Die statische Berechnung der Durchlafsgewölbe.

Nach DIN 1075 § 9 dürfen gewölbte Durchlässe mit reichlicher Ueberschüttungshöhe nach dem Stützlinienverfahren untersucht werden. Als Verkehrslasten sind hierbei die Ersatzlasten (DIN 1072, I B 2 und Vorschriften für Eisenbauwerke C I b) einzuführen. Die Achse des Gewölbes soll mit der Stützlinie für ständige Last zusammenfallen. Die Form ergibt sich durch Ausproben, indem man in ein nach Gutdünken angenommenes Gewölbe diese Stützlinie so einzeichnet, dafs sie durch die Mitten der Scheitel- und Kämpferfugen geht, und nach ihr die Achsform verbessert. Erfahrungsgemäfs bekommt man schon mit einmaliger Aenderung die Achse hinreichend genau, denn die zweite für die verbesserte Gewölbeform gezeichnete Stützlinie weicht von der ersten verschwindend wenig ab.

Es ist dann noch nötig, die Stützlinie für ständige Last und halbseitige Verkehrslast einzuzeichnen. Diese ungünstigste Stützlinie soll etwa so verlaufen, wie sie es nach der genauen Theorie tun würde. Den richtigen Verlauf kann man im vorliegenden Fall, wo der Einflufs der Formänderung durch die Normalkräfte N_x wegen des hohen Pfeilverhältnisses zurücktritt, auf Grund der folgenden Ueberlegung gut abschätzen.

Aus den Bedingungen für die elastische Formänderung eines eingespannten Bogens, bei dem nur die Momente M_x dafür in Betracht kommen (wegen hohen Pfeils), folgt nach Abb. 1

$$\int M_x \cdot ds/J = 0$$

und in bezug auf eine beliebige Achse

$$\int M_x \cdot ds \cdot y/J = 0.$$

Denn wenn der Bogen an der rechten Einspannstelle festgehalten wird, so mufs die Summe aller Drehwinkel benachbarter Quer-

schnitte gegeneinander Null werden, weil der linke Endquerschnitt keine Verdrehung erleiden darf. Da er aber auch nach keiner Richtung sich verschieben darf, so mufs auch irgendein mit ihm in starrer Verbindung gedachter Punkt O in seiner Lage bleiben, wenn der rechts festgehaltene, links ganz frei gemachte Bogen infolge der Momente M_x seine Formänderung ausführt. Damit also O nach Abb. 1 sich nicht nach einer beliebigen Richtung verschiebt, müssen die Einzelverschiebungen, die er durch die Formänderungen der einzelnen Bogenstückchen ds erleidet, zusammen Null werden. Diese Bedingungen liefern die beiden angegebenen Gleichungen. Da die Gerade ganz beliebig ist, so folgt, dafs die Gröfsen $M_x \cdot ds/J$, sofern man sie an der Bogenachse als elastische Gewichte (⊥ zur Tragebene) wirksam denkt, für sich ein Gleichgewichtssystem bilden.

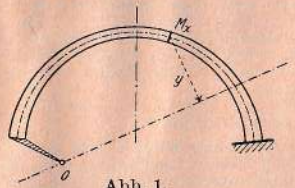


Abb. 1.

Danach mufs jede Stützlinie die Bogenachse mehrmals schneiden, damit dieses Gleichgewicht der $M_x \cdot ds/J$ möglich ist, denn die M_x sind positiv, wo die Stützlinie oberhalb der Achse und negativ, wo sie unterhalb verläuft. Deshalb mufs ungefähr ein Ausgleich der Abweichungen nach oben und unten vorhanden sein, ferner mufs die Resultierende der positiven $M_x \cdot ds/J$ etwa an dieselbe Stelle wie die der negativen fallen. Nach Abb. 2 ergibt sich daraus für einseitige Last, dafs die Stützlinie die Bogenachse dreimal schneiden mufs.

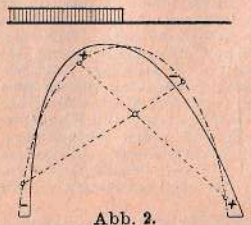


Abb. 2.

Stützlinie für einseitige Last im Gewölbe eines mit Erde überschütteten Durchlasses (s. Abb. 3). Auf die einzelnen Gewölbeteile, deren Grenzlinien hier radial, nicht lotrecht, zu ziehen sind, wirken je drei Kräfte: ihr eigenes Gewicht S, das Gewicht des über dem Rücken befindlichen Erdstreifens G und die waagerechte Seitenkraft E des Erddrucks, die aus der Ueberlegung gewonnen wird, dafs auf die oberen Teile der seitlichen Begrenzungsebenen eines Erdstreifens die von links und rechts wirkenden Erddrücke sich aufheben, dafs also auf den Rücken eines Gewölbeteils nur der seitliche Erddruck wirkt, der auf die Mehrhöhe der einen Begrenzungsfläche entfällt. Mit Hilfe des Dreiecks des spezifischen Erddrucks werden die Kräfte E leicht gefunden als Inhalt der Trapeze, die auf die Seitenprojektionen der Teilstücke des Gewölberückens entfallen[1]).

[1]) Diese Ermittlung des Erddrucks auf die Teilstücke des Gewölberückens steht im Einklang mit der neueren Erddrucktheorie, wonach im unbegrenzten Erdkörper der Druck auf eine lotrechte Fläche parallel zur Oberfläche und auf eine zur Oberfläche parallele Fläche lotrecht gerichtet ist. Vgl. Mörsch, Eisenbetonbau, Bd. II, 1, S. 322 u. f.

Die Stützlinie für einseitige Belastung (zusammen mit der ständigen) läfst man durch die Mitte des Scheitels gehen, sie mufs dort gegen die mehrbelastete Seite ansteigen. Sie tut dies von selbst, wenn man die Durchgangspunkte in beiden Kämpfern nach links verschiebt. Indem man diese beiden Durchgangspunkte annimmt, kann man die zugehörige Stützlinie durch drei Punkte zeichnen. Erfüllt sie die geschilderten Bedingungen nicht, so läfst sich an ihrem Verlauf ermessen, inwiefern die Lage der Durchgangspunkte in den Kämpfern zu verbessern ist. Wenn allgemein eine Stützlinie durch drei Punkte zu zeichnen ist, so verfährt man bekanntlich so, dafs die Kämpferkräfte jedesmal für die Belastung nur einer Gewölbehälfte ermittelt werden,

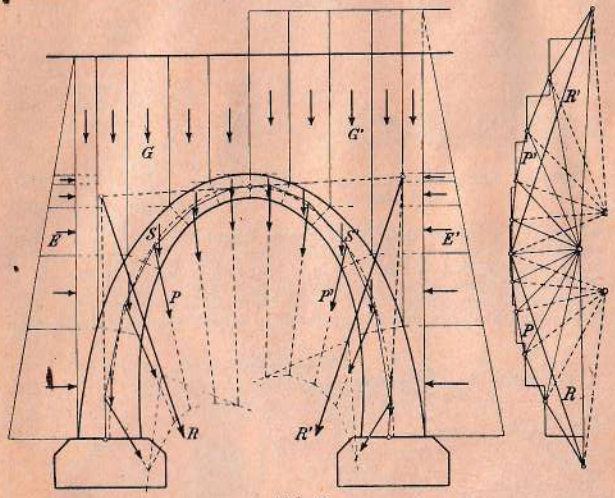


Abb. 3.
Stützlinie für einseitige Belastung in einem Durchlafsgewölbe.

wobei die andere gewichtslos zu denken ist. An jedem Kämpfer setzt man dann die zwei so erhaltenen Kräfte zur resultierenden Kämpferkraft zusammen. Im Falle der Abb. 3 ist es besser, die waagerechte und lotrechte Komponente jeder Kämpferkraft aus den Momentengleichungen des ganzen Gewölbes um die beiden gewählten Durchgangspunkte in den Kämpfern und jeder Gewölbehälfte um den Durchgangspunkt im Scheitel (Mitte) zu rechnen. Mit diesen Komponenten findet man dann den zur Stützlinie gehörigen Pol im Krafteck, und zwar zur Probe von beiden Endpunkten aus, indem man die Komponenten in richtiger Reihenfolge anreiht.

Wenn die zuerst gewählte Achsform des Gewölbes nur wenig von der Stützlinie für ständige Last abweicht, so braucht man sie erst zu verbessern, nachdem auch die einseitige Stützlinie eingezeichnet ist, die vielleicht noch eine Aenderung der Wölbstärke bedingt. Es ist dann nicht nötig, die Stützlinien nochmals für

das verbesserte Gewölbe zu zeichnen, weil sich erfahrungsgemäfs kaum eine Verschiebung zeigt. Statt die Durchgangspunkte in den Kämpferfugen zu wählen, kann man auch die Schnittpunkte der einseitigen Stützlinie auf der Gewölbeachse annehmen. Die Standsicherheit ist hinreichend nachgewiesen, wenn die einseitige Stützlinie innerhalb des Kerns vom Gewölbe verläuft, so dafs Zugspannungen nicht entstehen. Die Druckspannungen bleiben stets in mäfsigen Grenzen.

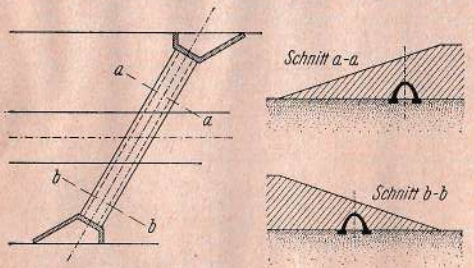


Abb. 4. Schiefe Kreuzung von Durchlafs und Damm.

Besondere Sorgfalt im Entwurf verlangen die schief unter einem Damm hindurchgeführten Durchlässe, denn bei ihnen wird nur der mittlere Querschnitt symmetrisch durch die Dammschüttung beansprucht, während die unter den Böschungen liegenden Teile einen sehr einseitigen Erdschub auszuhalten haben (Abb. 4). In symmetrischer Form lassen sich solche Gewölbe nur aus Eisenbeton ausführen.

Die Fundamente sind so breit zu bemessen, dafs die zulässige Bodenpressung eingehalten wird. Unter hohen Dämmen zerlegt man den Durchlafs der Länge nach in einige Abschnitte, die man

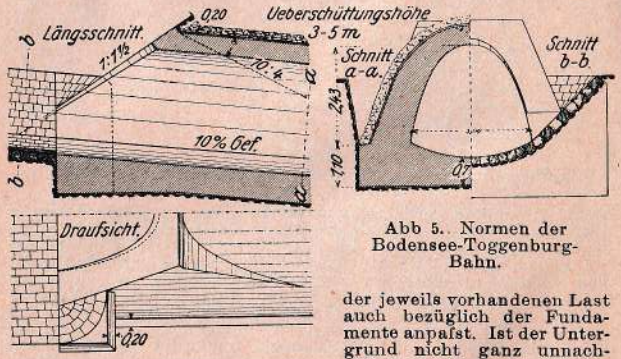


Abb 5. Normen der Bodensee-Toggenburg-Bahn.

der jeweils vorhandenen Last auch bezüglich der Fundamente anpafst. Ist der Untergrund nicht ganz unnachgiebig, so müssen Längsbiegerisse durch Querfugen vermieden werden, wobei die äufsersten Querfugen nicht zu weit von den Stirnen anzuordnen sind[1]).

Kleine Betondurchlässe kann man an den Enden einfach nach der Böschung abgrenzen (Abb. 5). Damit der nötige Erdhaken

[1]) Vgl. Mörsch, Eisenbetonbau II, 2, S 211.

über dem Scheitel entsteht, ist der Abschlufs portalartig verstärkt. Bei kleinen Weiten setzt man häufig beide Kämpfer auf eine durchgehende Fundamentplatte.

Bei schlechtem Untergrund sind die Fundamente auf Pfähle zu setzen (Abb. 6). Damit die Pfähle keinen Schub aufzunehmen haben, sind beide Fundamente durch eine Eisenbetonplatte verankert, die nicht nur den Schub, sondern auch das Gewicht der gepflasterten Sohle und die Wasserlast aufnehmen und auf die Pfähle übertragen kann.

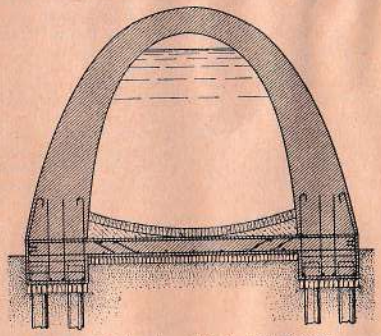


Abb. 6. Betondurchlafs mit Pfahlgründung auf moorigem Untergrund.

Die gewölbten Durchlässe zu bewehren hat nur dann Zweck, wenn die äufseren Kräfte unsicher beurteilt werden können oder wenn sie aufsergewöhnlicher Art sind. Ferner wird man bewehren müssen, wenn aus besonderen Gründen die Gewölbeform nicht der Stützlinie angepafst werden kann (z. B. Halbkreisform). Ein aufsergewöhnlicher Fall der Belastung lag beim Durchlafs der Abb. 7 vor, der unter einem Lagerhaus durchführt, und wo eine Säule gerade auf den Scheitel zu stehen kam. Die Stützlinie für die Einzellast mufs in diesem Fall die Achse viermal schneiden, damit die bei Abb. 2 erörterten Bedingungen erfüllt sind.

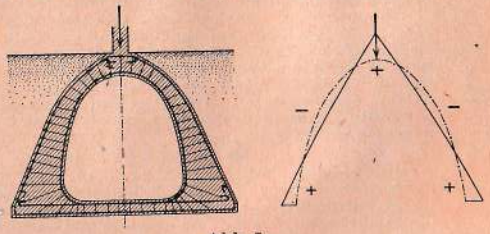


Abb. 7.

Am Stirnabschlufs der weiteren Durchlässe werden entweder Böschungsflügel oder Parallelflügel angeordnet; letztere erfordern bepflanzte oder gepflasterte Böschungskegel und werden dann angewendet, wenn der Bach oder Weg mit einem Bogen in den Durchlafs einmündet. Sonst zieht man die billigeren Böschungsflügel vor, deren obere, in der Böschung liegende Fläche, die den Witterungseinflüssen stark ausgesetzt ist, durch Steinplatten abgedeckt wird (Abb. 8).

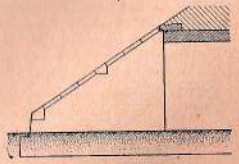


Abb. 8.

Die Betondurchlässe erhalten äufseren und inneren Verputz sowie

wasserdichte Abdeckung auf dem Gewölberücken (Bitumengewebeplatten od. ähnl.), die aber durch in Mörtel verlegte Klinker gegen Beschädigung durch die später einzubringende Auffüllung zu schützen ist, sofern sie ihren Zweck erfüllen soll.

Die Strom- und Talbrücken mit vollem Gewölbe.

Allgemeines.

Bekanntlich unterscheidet man Strom- und Talbrücken und versteht unter den ersteren solche mit flachgesprengten Bogen gröfserer Spannweite, während bei den letzteren hohe Pfeiler und halbkreisähnliche Bogen vorhanden sind. Handelt es sich um die Ueberbrückung eines Tales, so ist zu entscheiden, ob eine Mittelöffnung von grofser Weite gemacht werden soll oder ob die Anordnung einer gröfseren Zahl gleich grofser Oeffnungen bzw. einzelner Gruppen solcher sich empfiehlt. Soweit nicht andere Gesichtspunkte die Einteilung einer Talbrücke festlegen, wird man sie so einrichten suchen, dafs die Baukosten möglichst gering werden, und wird zu diesem Zweck einige vergleichende Vorentwürfe aufzustellen haben. Bei längeren Talbrücken sind noch sogen. Gruppenpfeiler in Betracht zu ziehen, die schon aus ästhetischen Gründen erforderlich sind, um die einzelnen Brückenabschnitte hervorzuheben. Sie sollen so stark sein, dafs sie den einseitigen Schub einer Oeffnung aufnehmen können; dadurch wird es möglich, bei der Ausführung die Lehrgerüste einer Gruppe mehrfach zu verwenden. Neuerdings werden auch weitgespannte Gewölbe bei Talbrücken verwendet, nachdem man gelernt hat, solche Gewölbe sicher auszuführen. Talbrücken oder Viadukte aus Beton sind erst in neuerer Zeit öfter ausgeführt worden, und zwar hat man sich dabei von der überkommenen Halbkreisform der Gewölbe frei gemacht und ihnen die Form der Stützlinie für ständige Last gegeben. Wir nennen die Brücken der Bahnlinie Schorndorf—Welzheim[1]), Talbrücke Martinsfuhren[2]), Seitenöffnungen der Gmündertobelbrücke[3]).

In statischer Hinsicht unterscheidet man bei den Brückengewölben: Gewölbe ohne Gelenke und Gewölbe mit drei Gelenken. Es ist zwar möglich, auch Gewölbe mit zwei Gelenken auszuführen, und es bestehen auch vereinzelte Bauwerke dieser Art, jedoch bieten die zwei Gelenke kaum einen Vorteil gegenüber einer der beiden erstgenannten Anordnungen. Neuerdings ist auch der sog. Eingelenkbogen mit nur einem Gelenk im Scheitel vorgeschlagen worden.

Die Herstellung der Gewölbe.

Die reinen Betongewölbe können in verschiedener Weise ausgeführt werden: Es ist möglich, aus Beton künstliche Quadern herzustellen, die man trocken mit weiten und offenen Fugen auf dem Lehrgerüst versetzt und deren Fugen nachher mit erdfeuchtem Mörtel satt ausgestampft oder mit flüssigem Mörtel ausgegossen werden. Damit schliefst man die Bauweise ganz derjenigen an, die man für die grofsen Quadergewölbe als mustergültig ansieht, und man erreicht weiter den Vorteil, dafs man die Güte der verwendeten Betonsteine ebenso vorher beurteilen kann wie diejenige natürlicher Quader.

Bei den an Ort und Stelle gestampften Betongewölben müssen einzelne Lamellen durch Schalung abgegrenzt werden, damit in einem beschränkten Raum gearbeitet wird und die Schichten frisch aufeinander kommen. Die Lamellen müssen mit Rücksicht auf die Gliederung des Lehrgerüstes eingeteilt werden. Abb. 9 zeigt z. B.

[1]) Vgl. Jori und Schaechterle, Neuere Bauausführungen in Eisenbeton. I. Bogenbrücken, Berlin 1911, Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., XI. Bd., Bogenbrücken S. 345. Berlin 1932, Wilh. Ernst & Sohn.

[3]) Mörsch, Eisenbetonbau II 2, S. 274.

das Lehrgerüst der 70 m weiten Isarbrücke bei Grünwald[1]) mit der Einteilung der Gewölbebetonierung. Dabei erstreckten sich die gröfseren Abteilungen 1 bis 6 je über ein ganzes Kranzholz und liefsen an den Stöfsen der Kranzhölzer über den Pfosten und vor den Gelenkquadern noch kleinere Lücken frei. Für die Reihenfolge des Schliefsens der kleinen Abteilungen 7 bis 14 war mafsgebend, dafs lange zusammenhängende Gewölbestücke möglichst spät erhalten wurden, d. h. erst als nur noch geringe Lasten auf das Lehrgerüst kamen, so dafs dessen Formänderungen nicht mehr schädlich werden konnten. Die letzten Abteilungen waren diejenigen neben den Gelenkquadern an den Kämpfern. Wenn man so verfährt, wird man leicht ein rifsfreies Gewölbe erhalten, während anderseits bei planloser Einteilung sich infolge der Formänderung des Lehrgerüstes einzelne Fugen öffnen werden.

Abb. 47 zeigt das Lehrgerüst eines gegen die Kämpfer sehr steil verlaufenden Gewölbes mit drei Gelenken und die Reihenfolge für das Betonieren der Gewölbestücke. Im Gegensatze zu Abb. 9 besteht hier keine Gefahr, dafs beim Nachgeben des Gerüstes der Kämpfer des Gewölbes sich verschiebt. Man kann deshalb mit dem Betonieren im Kämpfergelenk beginnen und

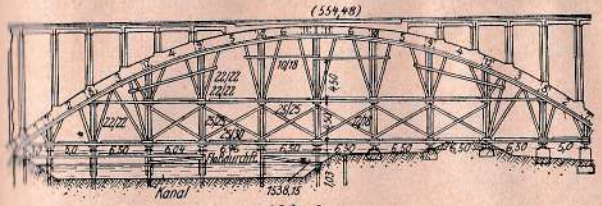


Abb. 9.

die erste Lamelle (mit 1 und 1a bezeichnet) bis zur Lücke über dem nächsten Kranzholzstofs führen. Diese erste Lamelle kann dann der weiteren Formänderung des Gerüstes folgen, indem sie sich um das Kämpfergelenk etwas dreht. Die nächsten Betonstücke, für die noch die Gefahr des Abrutschens auf dem Lehrgerüst besteht, sind gegen das unterste Stück abzuspriefsen, was am einfachsten durch Eisenbetonspriefsen geschieht, die dann in den Schlufslücken verbleiben und einbetoniert werden (z. B. in Lücke 6 der Abb. 47).

Das Stampfen der Betonschichten geschieht gewöhnlich senkrecht zur Gewölbeleibung, nur bei steiler Neigung über 45° wird es notwendig, die Schichten tangential zwischen doppelter Schalung einzustampfen. Die parallel zur Leibung laufenden Betonschichten müssen sich miteinander verbinden; deshalb soll jede Stampfschicht mit eisernen Rechen aufgerauht und mit Zementmörtel begossen werden, bevor die nächste Betonschicht aufgebracht wird. Beim Schliefsen der Lücken sind die Fugen an den bereits erhärteten Abteilungen mit Zementmörtel zu bewerfen[2]),

[1]) Schweiz. Bauztg. Band XLIV, Nr. 23 u. 24. Ferner Mörsch, Eisenbetonbau II, 2, S. 262 u. f.

[2]) Für den Gewölbebeton ist eine gute Wahl der Baustoffe und sorgfältige Arbeit nötig. Vgl. auch Anweisung für Mörtel und Beton (AMB) der Deutschen Reichsbahn, 2. amtliche Ausgabe, auch als 3. Beilage zum Zentralblatt der Bauverwaltung 1936, Berlin, Wilh. Ernst & Sohn, erschienen; Klett, Ratgeber für Bauführer usw. 4. Aufl. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn; Spetzler-Möhle, Baukontrolle. Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.

und ein besonderes Augenmerk ist darauf zu richten, dafs der Beton der Schlufslücken sich nicht von der überhängenden oberen Wand absetzt. Nötigenfalls ist hier nochmals nachzustampfen oder flüssiger Mörtel nachzugiefsen[1]).

An den Stirnen erhalten die Betongewölbe entweder einen Verputz oder eine Quaderverkleidung oder eine Nachahmung einer solchen aus Vorsatzbeton, der steinhauermäfsig bearbeitet wird.

Die bewehrten Betongewölbe werden nach den geschilderten Grundsätzen ebenfalls in einzelnen Lamellen mit schmalen Schlufslücken hergestellt. Sie haben vor den unbewehrten den Vorzug, dafs sie aufser Druck- auch Zugspannungen aufnehmen können. Bei Dreigelenkbogen kommt schon bei mäfsigen Stützweiten dieser Vorteil nicht mehr zur Geltung, weil es leicht ist, diesen eine solche Form zu geben, dafs keine Zugspannungen auftreten und gleichzeitig die zulässige Druckspannung an allen Stellen des Gewölbes ausgenutzt wird (s. Bemessungsverfahren, S. 266). Deshalb kommt die Bewehrung nur bei Dreigelenkbogen kleiner Stützweiten für Eisenbahnbrücken in Betracht, wo man die zulässigen Druckspannungen nicht ausnutzen kann, ohne dafs Zug im Gewölbe auftritt. Dieser Fall wird besonders mit dem Lastenzug N der Deutschen Reichsbahn praktisch. Hier ermöglicht dann die Bewehrung eine Ersparnis an Beton, die auch ein leichteres Lehrgerüst zur Folge hat. (Talbrücke Martinsfuhren, Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., XI. Bd., S. 345.)

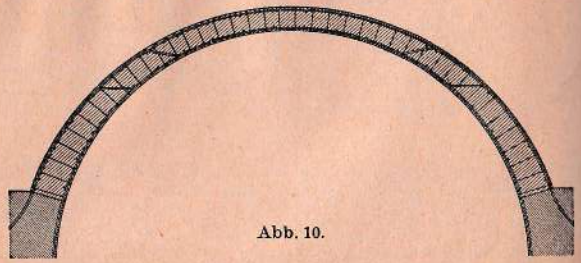


Abb. 10.

Die eingespannten Gewölbe bleiben ohne Zugspannungen nur bei reichlichem Pfeilverhältnis (f/l etwa über $^1/_5$), wenn man nach den heute geltenden Vorschriften Temperaturabnahme und Schwinden berücksichtigt. Deshalb erweist es sich bei flachem Stich meist nötig, eingespannte Gewölbe (oder Zweigelenkbogen) zu bewehren oder aber einen Dreigelenkbogen anzuordnen. Bei leichten Gewölben erlaubt die Bewehrung, von der statisch günstigen Stützlinienform in gewissen Grenzen abzuweichen, indessen hat dies nur bei Gewölben im Hochbau Bedeutung. In der ersten Zeit hat man die Bewehrung der Gewölbe im Rücken und an der Leibung gleich durchlaufend eingelegt. Die heute übliche genauere Berechnung gestattet es, die Bewehrung dem Spannungsverlauf besser anzupassen. Demgemäfs erhält man im Scheitel unten mehr Eisen als oben, in der Nähe der Kämpfer ist es umgekehrt. Indem man neben oben und unten durchlaufenden Eisen noch abgebogene einlegt, erhält man die aus Abb. 10 ersichtliche Anordnung der Bewehrung. In gewissen Abständen werden die oberen und unteren Eisen durch schleifen- oder zickzackförmige Bügel miteinander verbunden. Diese müssen die gezogenen

[1]) Vgl. auch Mörsch, Eisenbetonbau II, 2, S. 269.

unteren Eisen gegen Geradestrecken und Herausreifsen aus dem Beton schützen und die oberen Eisen, falls diese gedrückt werden, am Ausknicken nach oben hindern. Wie bei den Eisenbetonplatten werden auch bei den Gewölben Querstäbe (Verteilungseisen) eingelegt.

Die Bewehrung der Gewölbe besteht gewöhnlich aus Rundeisen. Die amerikanischen Sondereisen konnten im Gewölbebau so wenig Verbreitung finden wie im übrigen Eisenbetonbau. Dagegen hat die Bauweise Melan mit steifer Bewehrung der Betongewölbe eine gewisse Bedeutung erlangt. Sie verwendet als Bestandteil der Bewehrung tragfähige Bogenträger, die aus Profileisen gebildet sind und das Lehrgerüst teilweise oder ganz ersetzen (S. 256 u. f.).

Die Gelenke.

Die Anordnung von drei Gelenken bietet verschiedene Vorteile. Der Bogen wird dadurch statisch bestimmt, die Berechnung also vereinfacht. Die Spannungen im Gewölbe werden unabhängig von der Zusammendrückung des Wölbbaustoffs, von Temperaturänderungen und von kleinen Bewegungen der Widerlager bei nicht ganz unveränderlichem Baugrund. Häufig werden die Gelenke auch nur einstweilig (provisorisch) wirkend angeordnet und erst ausgegossen (mit Zementmörtel), nachdem das gesamte Gewicht des Aufbaues einige Zeit gewirkt hat. Alsdann werden die Nebenspannungen ausgeschaltet, die von der Zusammendrückung des Wölbbaustoffs und der Nachgiebigkeit der Widerlager herrühren, während die Wärmespannungen nach dem Ausgiefsen der Gelenke wieder wirksam werden. Gelenke sind besonders bei etwas unsicherem Baugrund und kleinem Pfeilverhältnis angezeigt, während einstweilige Gelenke dazu dienen, bei einem eingespannten Bogen die Voraussetzungen der Rechnung sicherzustellen und die Spannungen infolge ständiger Last gleichmäfsig auf alle Fugen zu verteilen, wobei dann der Achse die Form der Stützlinie für ständige Last zu geben ist. Bei der Anordnung der Gelenke unterscheidet man:

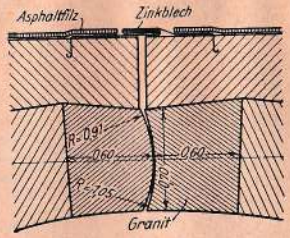


Abb. 11. Scheitelgelenk der Lennebrücke bei Halden.

1. Wälzgelenke aus Stein oder Beton bestehen aus zwei Quaderreihen, wovon die eine eine konvexe, die andere eine konkave Druckfläche von etwas gröfserem Halbmesser aufweist, so dafs bei einer Drehung sich beide Zylinderflächen aufeinander abwälzen. Am Kämpfer liegt der konkave Stein auf der Widerlagerseite. Wegen der hohen Pressung verwendet man meist feinkörnigen Granit, für kleinere und mittlere Stützweiten auch Betonquadern, die nach DIN 1075 § 17 Ziff. 2 zu bewehren sind. Es heifst dort:

> In Wälzgelenken aus Beton mit gekrümmten Berührungsflächen, die nach den Formeln von Hertz berechnet werden und deren Berührungsbreite $^1/_5$ der Gelenkhöhe oder kleiner ist, dürfen die Spannungen den Wert $W_{b\,28}/2$, höchstens jedoch 300 kg/cm² erreichen. $W_{b\,28}$ soll hierbei mindestens 300 kg/cm² sein. Sämtliche quergerichteten Zugspannungen sind durch Eiseneinlagen aufzunehmen. Die Zugspannungen

können parabelförmig verteilt und bei annähernd quadratischer Form des Gelenkkörpers im Brückenlängsschnitt insgesamt zu $^1/_4$ der Gelenkkraft angenommen werden. Die zu erwartenden Abwälzwege sind bei der Wahl der Halbmesser und beim Versetzen der Gelenke zu berücksichtigen.

Bezeichnen R und r die Halbmesser der beiden Zylinderflächen (Abb. 12) und ist P der Gelenkdruck auf die Länge (Breite) l, so berechnet sich nach Hertz die Breite des Berührungsstreifens zu

$$b = 4\sqrt{\frac{2P}{\pi \cdot l \cdot E} \cdot \frac{(1-1/m^2)}{(1/r - 1/R)}}$$

und die größte Druckspannung in der Mitte des Berührungsstreifens (Hertzsche Pressung)

$$\sigma_m = \frac{4\,P}{\pi \cdot b \cdot l}.$$

Für das Elastizitätsmaß E kann bei Granit 326 000 kg/cm² und bei Beton in der hier zu verlangenden Güte 250 000 kg/cm² gesetzt werden. Die Gröfse der Querdehnungszahl m ist von untergeordnetem Einflufs. Wählt man bei Betongelenken $m = 5$, so wird

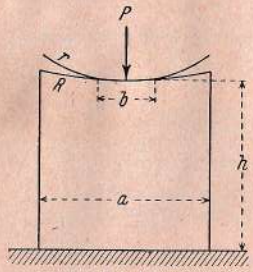


Abb. 12.

$$b = 3{,}127\sqrt{\frac{P}{l \cdot E \cdot (1/r - 1/R)}}.$$

Beim Entwurf ist die zulässige Pressung σ_m gegeben und es sind R und r so zu ermitteln, dafs diese Spannung eingehalten wird. Aus der letzten Gleichung folgt dann:

$$\frac{1}{r} - \frac{1}{R} = \frac{9{,}778\,P}{l \cdot E \cdot b^2},$$

setzt man darin $b = \frac{4\,P}{\pi \cdot \sigma_m \cdot l}$, so bekommt man

$$\frac{1}{r} - \frac{1}{R} = 6{,}032 \cdot \frac{\sigma_m^2 \cdot l}{E \cdot P}.$$

Nach Wahl von R oder r ergibt sich hieraus r oder R.

Für den Abwälzweg, d. h. das Wandern des Berührungspunktes der beiden Zylinderflächen gilt die Formel (vgl. Mörsch, Eisenbetonbau II, 2, S. 233)

$$w = \alpha \cdot r \cdot R/(R - r),$$

wobei α den Winkel bedeutet, um den sich die beiden im Gelenk zusammenstofsenden Teile gegeneinander drehen. Aus der rechnerisch ermittelten Scheitelsenkung findet sich leicht der Winkel α, der beim Scheitelgelenk doppelt so grofs wird als beim Kämpfergelenk.

Die Hertzsche Pressung σ_m gibt kein Mafs für die Bruchsicherheit der Gelenksteine, denn bei allen Versuchen wurden die Steine durch Spaltrisse infolge der quergerichteten Zugspannungen zerstört.

In B. u. E. 1924, Heft 12, hat Verfasser eine mit den Versuchen befriedigend übereinstimmende Faustformel für die gröfste quergerichtete Zugspannung angegeben, die für steinerne Wälzgelenke und für Quader hinter Stahlgelenken anwendbar ist. Auf Grund des in Abb. 13 gezeichneten Verlaufs der Drucktrajektorien, die von der Druckstelle ausstrahlend allmählich

in eine der seitlichen Kante parallele Richtung übergehen müssen, ist zu schliefsen, dafs diese Druckgewölbe im Gleichgewicht gehalten werden durch quergerichtete Zuggewölbe. Fafst man die in den Drucktrajektorien wirksamen Kräfte im mittleren resultierenden Druckgewölbe zusammen, so wird man die Resultierende Z aller Zuggewölbe aus ihrem Gleichgewicht mit den äufsersten Kräften S und $P/2$ des Seilecks erhalten, das durch das resultierende Druckgewölbe gebildet wird. Im Kräftedreieck verhält sich $Z : P/2 = (a/4 - b/4) : h/2$, woraus $Z = P(a - b)/4\,h$ folgt.

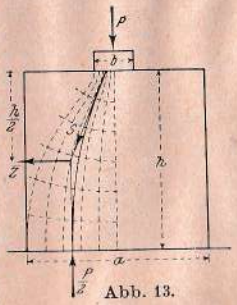


Abb. 13.

Das Mafs h, das nötig ist, bis die Druckgewölbe parallel der Achse geworden sind, kann auf Grund der Versuche zu $h = a$ bis $1{,}1\,a$ gewählt werden. Ferner darf eine parabolische Verteilung von Z über diese Höhe h vorausgesetzt werden, so dafs die gröfste quergerichtete Zugspannung $\sigma_m = 1{,}5\,Z/h\,l$ folgt, wobei l die Länge des Gelenkstücks bedeutet. Damit hat man eine Beurteilung der Sicherheit gegenüber dem ersten Spaltrifs des Gelenksteins. Mit der Begrenzung von σ_m auf die Hälfte der Würfelfestigkeit ist indessen eine mindestens vierfache Sicherheit gegen den Spaltrifs gegeben, was aus den Versuchen nachgewiesen werden kann (Eisenbetonbau II, 2, S. 231). Auf den in DIN 1075 angegebenen Wert von $Z = {}^1/_4\,P$ kommt man, wenn man in der vorstehenden Formel für Z die Breite des Berührungsstreifens $b = 0$ und $h = a$ setzt.

Abb. 14 zeigt das bewehrte Betongelenk der Augustusbrücke Dresden; bei neueren Betongelenken hat man ähnlich wie in Abb. 16 die Bewehrung durch Längs- und Verteilungsstäbe zu einem steifen Gerippe verbunden.

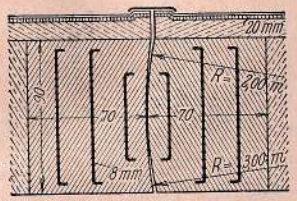


Abb. 14. Scheitelgelenk der Augustusbrücke Dresden.

Wenn in DIN 1075 für Betongelenke σ_m mit $^1/_2\,W_b\,28$ begrenzt ist, so bedeutet das sinngemäfs, dafs diese Pressung bei Granitgelenken bis zur Hälfte der Würfelfestigkeit ansteigen darf. Damit bleibt man im Rahmen des bisher Ueblichen, denn man ging bei Granit von 1000 kg/cm² Druckfestigkeit mit σ_m bis 400 und 500 kg/cm².

Wo zu erwarten ist, dafs der Untergrund etwas nachgiebig ist, sind Stein- oder Betongelenke zu vermeiden, weil dann der Abwälzweg wegen der grofsen Gelenkhalbmesser so grofs ist, dafs eine beträchtliche Verschiebung der Stützlinie eintritt. Man wählt dann besser stählerne Wälzgelenke (s. unten).

Neuerdings sind die Betongelenke durch eine Panzerung der Wälzfläche verstärkt worden (D. R. P. 529 886 von Dr.-Ing. Burkhardt). Hiernach werden die Wälzflächen durch genau gebogene Blechtafeln gebildet, die auf dem Lehrgerüst in die genaue Lage gebracht werden, so dafs man den anschliefsenden Beton un-

mittelbar gegen die Rückseite der Bleche stampfen kann. Gegenüber den Betonquadern entfallen die Kosten der genauen Herstellung der Wälzflächen, der Beförderung und des umständlichen Versetzens. (Näheres in Mörsch, Der Eisenbetonbau II, 2, S. 240 u. f.)

2. Bleiplatten als gelenkartige Einlagen in Scheitel und Kämpfern wurden von v. Leibbrand (Stuttgart) seit 1885 ausgeführt. Die Breite der Bleistreifen wurde so weit vermindert, als dies mit Rücksicht auf die Druckfestigkeit des Bleies und des anschliefsenden Wölbbaustoffs zulässig erschien. v. Leibbrand, der diese Bleiplatten nur als einstweilige Gelenke anwendete, wählte ihre Dicke gewöhnlich zu 20 mm und die zulässige Pressung zu 100 bis 120 kg/cm². Gewöhnliches Weichblei, gegossen oder gewalzt, weicht in solcher Plattenform bei 150 kg/cm² aus, ein exzentrisch gewordener Fugendruck mufs also infolge dieses Ausweichens wieder mehr zentrisch werden. Es bestehen auch Brückengewölbe, wo die Bleifugen nachträglich nicht mit Zementmörtel ausgegossen wurden, also die Bleigelenke dauernd wirken; dann wird man den Druck nicht über

Abb. 15.

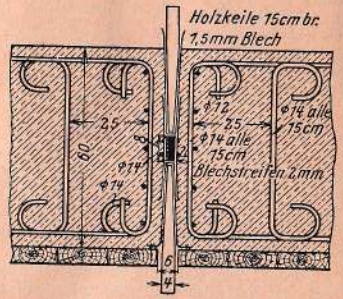


Abb. 16.

90 oder 100 kg/cm² wählen. Wegen der immerhin etwas unbestimmten Lage des Fugendrucks eignen sich die Bleigelenke mehr für kleinere und mittlere Spannweiten (bis höchstens 30 m). Gewöhnlich wird der Druck von den Bleiplatten auf besondere harte Gelenkquader, die auch aus Beton mit oder ohne Bewehrung bestehen können, übertragen und von diesen erst auf das Gewölbemauerwerk. Die Bleistreifen sind 60 bis 80 cm lang, ebenso die anschliefsenden Quader (Abb. 15), deren Stofsfugen mit denen der Bleiplatten zusammenfallen müssen. Nur dann läfst sich überall eine satte Berührung von Bleistreifen und Stein erreichen, denn die Bleiplatten sind nicht mathematisch genau gleich dick. Vereinzelt hat man auch unmittelbar gegen die in ihrer Lage festgehaltenen Bleiplatten betoniert, wobei die offenen Teile der Gelenkfuge durch federnde Bleche eingeschalt wurden. Man erspart dabei die Kosten der Quadern und erhält eine vollkommen dichte Berührung zwischen den Bleiplatten und dem Gewölbe (Donaubrücke Berg, Abb. 16). Die hohe Pressung bis 100 kg/cm² auf die Steine ist unbedenklich, da ja nur ein mittlerer Streifen gedrückt wird und weil nach den Versuchen bei dieser Belastungsart die Bruchfestigkeit für 1 cm² gedrückte Fläche bedeutend höher liegt, als wenn die ganze Fläche gedrückt wäre (vgl. S. 245 u. 246, Abb. 22 b).

3. Bolzengelenke sind ebenso ausgebildet wie die Kipplager der stählernen Brücken und bestehen aus zwei Lagerstühlen aus

Gufseisen oder Gufsstahl, die mit je einer halbrunden Schale den zylindrischen Bolzen umfassen. Wenn eine Drehung stattfinden soll, so müssen die Flächen der Schalen und des Bolzens aufeinander gleiten, wodurch eine gewisse Reibung entsteht, die nach Versuchen von Föppl durch Schmierung mit Paraffin bis auf 0,0025 vermindert werden kann. Die Bolzengelenke sind nicht sehr häufig ausgeführt worden, sie eignen sich besonders für dauernd wirkende Gelenke. Durch die dichtschliefsenden Schalen ist das Bolzengelenk besser als andere Gelenkformen gegen das Eindringen von Staub und Sand geschützt (Abb. 17).

Die Lagerstühle sind auf Biegung durch die vom Gewölbe her gleichmäfsig verteilten Druckspannungen zu rechnen. Nach DIN 1075 gelten für die zulässige Biegebeanspruchung bei Gufseisen auf der Zugseite 500 und auf der Druckseite 900 kg/cm². Gegenüber anderen Gelenken sind die Bolzengelenke einfacher zu versetzen, denn es kommt nur darauf an, den Bolzen in die planmäfsige Lage zu bringen, während bei allen anderen Arten von Wälzgelenken nicht nur die Berührungslinie an ihren Platz zu bringen, sondern auch die Neigung der Tangentialebene genau einzuhalten ist. Für das Versetzen werden die zusammengehörigen Gelenkstücke behelfmäfsig miteinander verschraubt, so dafs sie auf unterstützenden Hölzern in ihre planmäfsige Lage gebracht werden können.

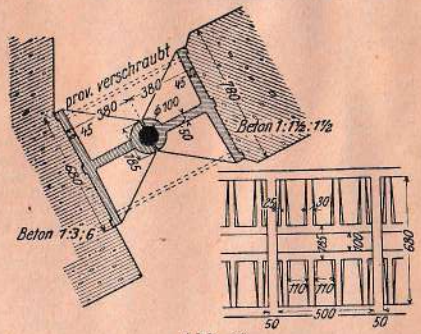


Abb. 17.
Kämpfergelenk der Donaubrücke bei Inzigkofen.

4. Wälzgelenke aus Stahlguſs werden in steigendem Mafse wegen ihrer Einfachheit und theoretischen Vorzüge verwendet. Abb. 18 stellt das bei der Isarbrücke Grünwald verwendete Scheitelgelenk dar. Vor den Steingelenken haben diese aus Gufsstahl gebildeten Gelenke den Vorzug, dafs die Halbmesser viel kleiner sein dürfen, dafs also der Berührungspunkt keinen so grofsen Weg zurücklegen mufs wie bei den Steingelenken. Um ein Abgleiten des einen Teils auf dem andern zu verhindern, sind die Gelenkstücke durch je zwei Dollen miteinander zu verbinden, die so dick sind, dafs sie durch ihre Scherfestigkeit die gröfste Querkraft der Gelenkfuge übertragen können. Diese Kraft ist aus der Einflufslinie für die Querkraft der Gelenkfuge zu ermitteln[1]). Beim Gelenk der Grünwaldbrücke beträgt die Beanspruchung nach der Hertzschen Formel 3300 kg/cm². Die Dicke eines Lagerstücks wird aus der Biegung durch den gleichmäfsig verteilten Druck auf der Rückseite zu berechnen sein, wobei die Biegespannung 1200 kg/cm² bei Gufsstahl betragen kann. Die Anordnung von Rippen (ähnlich wie Abb. 17) ist bei Stahlgufs wegen seiner grofsen Biegefestigkeit nicht nötig.

[1]) Vgl. Mörsch, Eisenbetonbau II, 3, S. 38.

Von den Stahlgelenken wird der Druck auf die anschliefsenden Gewölbequader oder den Gewölbebeton übertragen. Im ersten Fall müssen die Rückflächen der Gelenkstücke und die Quaderflächen vollständig eben bearbeitet sein; zur gleichmäfsigen Druckübertragung wird zwischen beide noch eine 3 bis 4 mm dicke Bleiplatte eingelegt. Die Stofsfugen der Quader und der Gelenkstücke müssen übereinstimmen. Im zweiten Fall ist es einfacher und besser, den Beton in fetter Mischung unmittelbar gegen die unbearbeitet gelassene Rückfläche des Stahlgelenks zu stampfen.

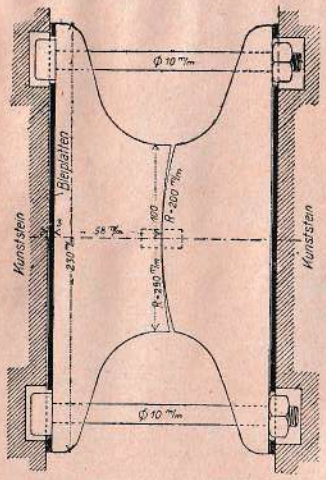


Abb. 18. Scheitelgelenk der Isarbrücke bei Grünwald.

Das Versetzen der stählernen Wälzgelenke mufs mit Sorgfalt geschehen, denn es mufs nicht nur die Berührungslinie in die planmäfsige Lage kommen, sondern es mufs auch die richtige Neigung der Tangentialebene im Gelenkmittel eingehalten werden. Diese wählt man so, dafs sie senkrecht steht zur Stützlinienkraft bei ständiger Last, dafs also im Ruhezustand keine Querkraft auf das Gelenk kommt. Um das Versetzen zu erleichtern, sind neben den oben beschriebenen Dornen, wovon je zwei auf ein Paar Gelenkstücke (60 bis 80 cm lang) kommen, noch vier dünne Schrauben nötig, damit die Gelenkhälften fest zusammengeprefst werden können und ein genaues Einstellen der Berührungslinie möglich ist. Diese dünnen Schrauben brauchen später nicht entfernt zu werden, da sie der Drehung keinen nennenswerten Widerstand entgegensetzen können. Die planmäfsige Lage der Gelenkstücke erreicht man genau und einfach, wenn man nach Abb. 19 und 20 vorgeht.

Abb. 19 zeigt das Scheitelgelenk der Neckarbrücke in Heidelberg. Die linke Hälfte ruht mit einer parallel der Gelenkachse bearbeiteten Kante auf einem eingelassenen Winkel auf[1]). Auf der andern Seite sind mit den dünnen Schrauben zwei Winkeleisen befestigt, die unten auf Betonklötzchen aufstehen. Durch dünne Bleche oder Eisenkeile kann am Fufs der Winkel die Höhenlage und Neigung des Gelenkstücks geregelt werden. Die genaue Einstellung des Gelenks in waagerechter Richtung und seiner Neigung wird durch die links im Beton eingelassenen Schrauben geregelt, deren Muttern aus den Bolzen so weit herausgedreht werden, als es nötig ist.

An den Kämpfergelenken ist grundsätzlich dieselbe Anordnung durchzuführen, indessen ist dort die Neigung gewöhnlich so grofs,

[1]) Bei kleineren Verhältnissen kann der Winkel weggelassen werden, wenn dafür der Betonvorsprung eben abgeglichen wird. Unregelmäfsigkeiten können durch Unterlagen ausgeglichen werden.

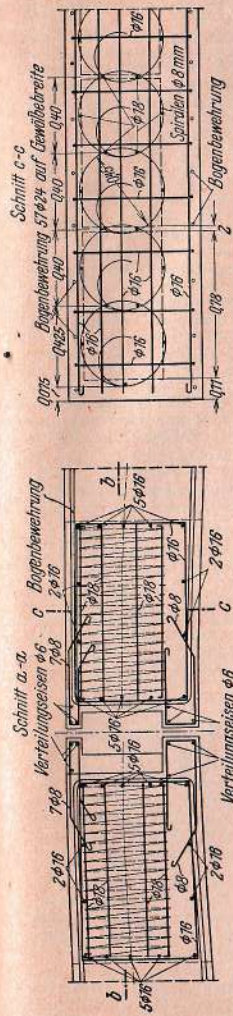


Abb. 19a. Bewehrung neben dem Scheitelgelenk der Neckarbrücke Heidelberg.

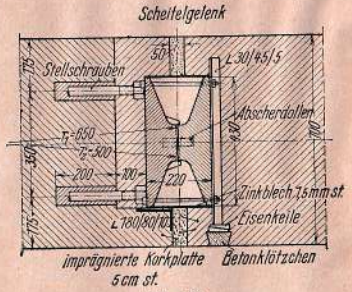


Abb. 19.
Scheitelgelenk der Neckarbrücke Heidelberg.

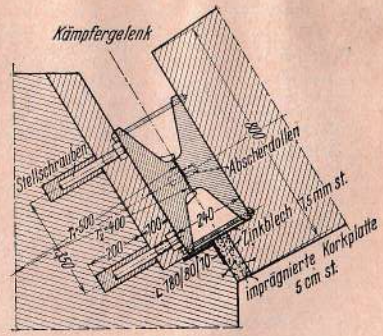


Abb. 20.
Kämpfergelenk der Neckarbrücke Heidelberg.

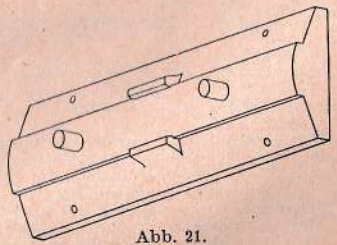


Abb. 21.

dafs, wie in Abb. 20, das Gelenkstück der Abstützung durch die angeschraubten Winkeleisen nicht mehr bedarf.

Man schützt die stählernen Wälzgelenke gegen die Einflüsse der Witterung dadurch, dafs man den oberen und unteren Teil der Fuge mit imprägnierten Korkplatten ausfüllt. In diese schlägt man einige herausstehende Nägel ein, damit sie sich später in der Fuge nicht verschieben können. Die Dollen, die durch ihre Scherfestigkeit das Abgleiten verhindern, wählt man reichlich dick, da es keinen Sinn hat, hieran zu sparen. Die gröfste Normalkraft auf das Gelenk findet man aus der für sie gezeichneten Einflufslinie. In den Abb. 19 u. 20 sind aufser den Dollen noch besondere Vorsprünge an dem einen Gelenkstück als weiterer Schutz gegen Abgleiten angegossen; sie sind nicht unbedingt nötig, sie sind aber bei Eisenbahnbrücken angeordnet worden. Abb. 21 zeigt die Gestalt eines Gelenkstücks.

Die Gelenke werden erst genau gerichtet, bevor die Schlufslücken daneben ausgestampft werden, wozu auch die 10 cm dicke Schicht bei den Schrauben gehört, zu der Zementmörtel verwendet wird. Mit einem genau gefertigten Holzwinkel und einer Wasserwaage wird die Neigung eines jeden Gelenkstücks nachgeprüft.

Nach DIN 1075 ist die zulässige Beanspruchung für Weichblei zu 100 kg/cm² und für Wälzgelenke aus Stahlgufs die Biegespannung auf 1200 kg/cm² festgesetzt. Diese gegen sonst etwas niedere Zahl ist gewählt, um zu dünne Grundplatten der Gelenke zu verhindern, die wegen ihrer Verbiegung nicht imstande wären, den Gelenkdruck gleichmäfsig zu verteilen. Die Hertzsche Pressung σ_m ist mit 6500 kg/cm² für Flufsstahl St 37, mit 8500 kg/cm² für Stahlgufs Stg 52.81 S und hochwertigen Baustahl St 52 und mit 9500 kg/cm² für geschmiedeten Stahl St C 35.61 zugelassen. Für kleine Gewölbe können indessen diese Zahlen nicht ausgenutzt werden, man begnügt sich dann mit $\sigma_m = 3000$ kg/cm² und weniger. Aus der Hertzschen Formel (S. 239) folgt mit der für Stahl zutreffenden Querdehnungszahl $m = 3$

$$\frac{1}{r} - \frac{1}{R} = \frac{9{,}054\,P}{l \cdot E \cdot b^2},$$

setzt man darin $b = \frac{4\,P}{\pi \cdot \sigma_m \cdot l}$, so bekommt man

$$\frac{1}{r} - \frac{1}{R} = 5{,}585 \cdot \frac{\sigma_m^2 \cdot l}{E \cdot P}.$$

Aus dieser Gleichung findet man nach Wahl von R den Halbmesser r oder umgekehrt.

Der an das Stahlgelenk (oder die Bleiplatte) anschliefsende Beton oder Quader ist ähnlich beansprucht und durch Spalten gefährdet wie ein steinernes Wälzgelenk. Es kann die quergerichtete Zugkraft mit der oben angegebenen Formel für Z berechnet werden, und der Widerstand wird beim Beton durch quer zur Druckrichtung eingebettete Eisen erhöht (s. Abb. 16). Ueber die zulässige Pressung bewehrter Auflager- und Gelenksteine ist in DIN 1075 § 19 folgendes gesagt:

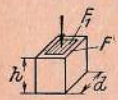


Abb. 22a.

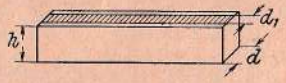


Abb. 22b.

Wenn bei Auflagerquadern oder Gelenksteinen bei annähernd würfeliger Form die eine Fläche F nur in einem mittig gelegenen Teil F_1 (Abb. 22a) oder bei länglicher Form von annähernd quadratischem Querschnitt in einem mittigen Streifen von der

Breite d_1 (Abb. 22b) auf Druck beansprucht wird, und dabei die Höhe h des Gelenksteines mindestens gleich der gröfseren Seite d der Grundfläche F (Abb. 22a), bei Streifenbelastung mindestens gleich der Breite d (Abb. 22b) ist, so gilt bei entsprechender Bewehrung für die zulässige Beanspruchung in der Teilfläche F_1 die Formel $\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$ und für die Beanspruchung im Streifen von der Breite d_1 die Formel $\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{d}{d_1}}$. Hierbei ist $\sigma = \frac{W_b\,28}{4}$ zu setzen. Die Spannung σ_1 darf jedoch nicht gröfser als 150 kg/cm² werden.

Der Aufbau über dem Gewölbe.

Will man Zugspannungen bei kleinen und mittleren Weiten vermeiden, also nur Stampfbetongewölbe ausführen, so darf der Aufbau nicht zu leicht gehalten werden. Bei kleinen Weiten ist der leichte Aufbau nur berechtigt, wenn er aus architektonischen Gründen gefordert oder der Zweck verfolgt wird, die Fundamente möglichst zu entlasten.

Die Auffüllung über dem Gewölberücken zwischen Stirnmauern ist nur bei gelenklosen Bogen denkbar, sie wird wegen

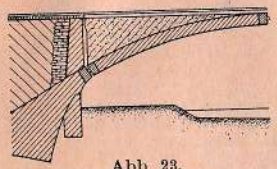


Abb 23.
Donaubrücke Ulm.

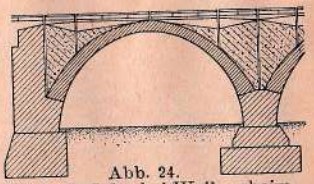


Abb. 24.
Tauberbrücke bei Weikersheim.

der folgenden Nachteile wohl kaum mehr ausgeführt: die Dichtung gegen das durch die Fahrbahn durchsickernde Regenwasser ist auf den Gewölberücken aufzubringen, kommt also tief und kaum zugänglich zu liegen. Die Rückseiten der Stirnmauern sind ebenfalls zu dichten; der Erddruck auf die Stirnmauern ist grofs und führt zu beträchtlichen Abmessungen derselben. Bei sehr starken und lang anhaltendem Frost kann eine ungenügend entwässerte Erdschüttung die Stirnwände nach aufsen schieben. Aehnlich wie bei den Durchlässen kommen von der Erdlast noch seitliche Kräfte auf den Gewölberücken, wodurch die genaue Berechnung des Gewölbes, insbesondere für wechselnde Verkehrslasten, sehr erschwert wird. Bei den Dreigelenkbogen ist die Erdauffüllung schon deshalb unmöglich, weil hier offene Bewegungsfugen über den Gelenken im Aufbau bleiben müssen.

Der massive Aufbau aus Füllbeton ist bei Gewölben von mäfsiger Stützweite und Pfeilhöhe angezeigt; er bietet den Vorteil, dafs die Ableitung des Sickerwassers schon in geringer Tiefe unter der Fahrbahn möglich ist. Der Füllbeton wird in magerer Mischung hergestellt, zuweilen wird an den Stirnflächen ein fetterer Beton vorgestampft. Ueber den Gelenken bleiben Bewegungsfugen im Füllbeton offen und an den Kämpfern der Endwiderlager wird noch eine Stützmauer jenseits vom Gelenk hochgeführt, damit der Erddruck vom Ueberbeton des Gewölbes abgehalten wird (Abb. 23). Häufig kann man die Bewegungsfugen an den Kämpfern hinter lisenenartigen Vorsprüngen der Widerlager oder Mittelpfeiler verbergen.

Auch über den gelenklosen Bogen führt man im Füllbeton Bewegungs- und Schwindfugen durch, um wilde Risse zu vermeiden. Besonders über den Kämpfern sind solche Fugen nötig, indessen führt man neuerdings noch weitere Schwindfugen zwischen Scheitel und Kämpfer durch (Abb 24)

Der hohle Aufbau mit Längsmauern. Auf das Gewölbe werden Längswände gestellt, die eine bewehrte Betonplatte mit der Fahrbahn darüber tragen (Abb. 25). Früher hat man bei den

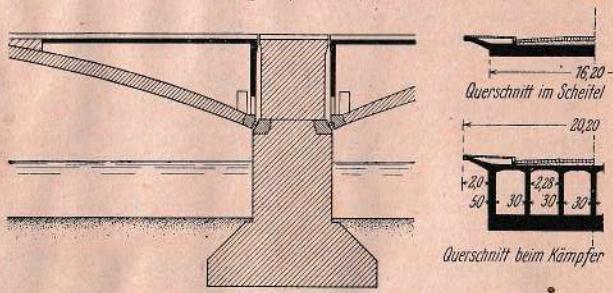


Abb. 25. Neckarbrücke in Heidelberg.

Betonbrücken die durch die Längsmauern gebildeten „Spandrilräume" durch kleine Gewölbe überdeckt, indessen hat die ebene Eisenbetondecke den Vorteil, dafs kein Schub auf die Stirnwände entsteht, ferner, dafs an Gewölbebreite gespart werden kann, wenn die Platte über die Stirnwände auskragt.

Abb. 25 zeigt den Aufbau der Neckarbrücke Heidelberg, wo diese Längswände zur Gewichtsersparnis aus Eisenbeton gebildet sind und die Platte 2,0 m weit über die Stirnmauern ausladet.

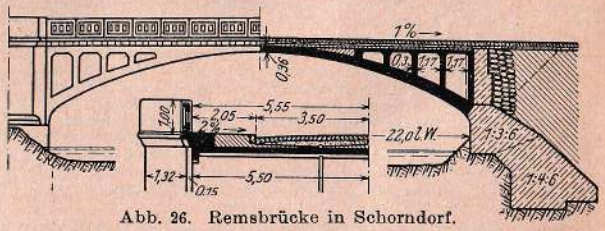


Abb. 26. Remsbrücke in Schorndorf.

Damit die nötige Quersteifigkeit erzielt wird, sind die dünnen Längswände am Kämpfer durch eine Querwand aus Eisenbeton verbunden. Durch weitere Querwände kann der Aufbau noch mehr verschachtelt werden.

Der hohle Aufbau mit Querwänden wird oft wegen der architektonischen Gliederung und des leichten Aussehens gewählt. Auf das Gewölbe sind quer durchgehende Wände gestellt, die oben mittels dazwischen gespannter Gewölbchen oder einer durchlaufenden Eisenbetonplatte die Fahrbahn tragen (Abb. 26). Die Querwände können aus Stampfbeton oder besser aus Eisenbeton

bestehen und können dann dünner (30 bis 40 cm) gehalten werden. Wegen der Bewegungsfuge über dem Kämpfer ist die durchlaufende schubfreie Fahrbahnplatte der Bogenstellung vorzuziehen. Da der Gewölberücken dem Schlagregen ausgesetzt ist, so ist er wasserdicht zu verputzen, auch ist für den Ablauf des Wassers aus den Kehlen zwischen dem Rücken und den Querwänden zu sorgen, und zwar nicht nach den Stirnen zu, sondern nach der Gewölbeachse hin.

Der leichte Aufbau mit Stützenreihen oder die aufgeständerte Fahrbahn entsteht, wenn die Querwände durch Stützenreihen ersetzt werden, die das Fahrbahngerippe tragen. Auf diese Weise wird das Gewicht des Aufbaus über dem Ge-

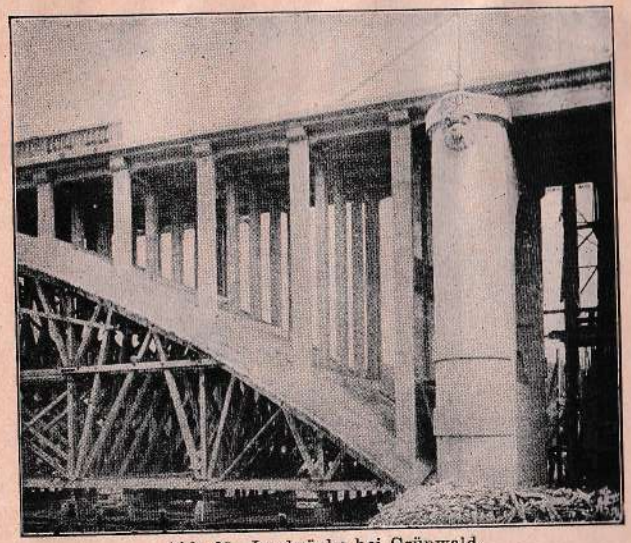


Abb. 27. Isarbrücke bei Grünwald.

wölbe auf das geringste Mafs beschränkt (eignet sich besonders für gröfste Spannweiten). Die erste bedeutende Brücke dieser Art war die Isarbrücke bei Grünwald 1904 (Abb. 27). Viele neuere Strafsenbrücken grofser Spannweite sind mit solchem Aufbau ausgeführt.

Die tragende Fahrbahnkonstruktion besteht in diesem Fall aus Längsträgern, die über den Stützen durchlaufen und über die in der Querrichtung die Fahrbahnplatte gespannt ist, die mehr oder weniger weit über die äufseren Längsträger ausladen kann. Abb. 28 zeigt den Querschnitt einer solchen Fahrbahn von der Streckbrücke in Pirmasens[1]).

[1]) Bauing. 1929, Heft 6.

Die Quersteifigkeit wird bei diesem Aufbau durch die Rahmenwirkung der Säulenjoche erzielt, die zu diesem Zweck beim Kämpfer noch Querriegel in halber Höhe erhalten (Abb. 27). Oder es werden die Längsträger über dem Kämpfer in einer hohen Eisenbetonwand aufgelagert, die in einer Nische des Widerlageraufbaus untergebracht ist und soviel durch Federung nachgeben kann, als die Längenänderung der Fahrbahn durch Schwinden und Temperaturänderung ausmacht. Bei der Streckbrücke in Pirmasens (Abb. 29)

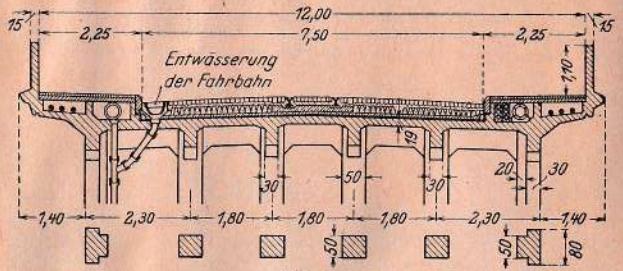


Abb 28.
Querschnitt der Fahrbahn von der Streckbrücke in Pirmasens.

und einigen anderen grofsen Brücken wurde diese federnde Wand ausgeführt. Der dem Schlagregen ausgesetzte Gewölberücken ist wasserdicht zu verputzen und das Wasser ordnungsmäfsig abzuleiten. Bei einigen neueren Brücken hat man den Aufbau mit Eisenbetonstützen durch dünne Stirnwände verdeckt (Saalebrücke Cröllwitz-Halle und Moselbrücke Koblenz).

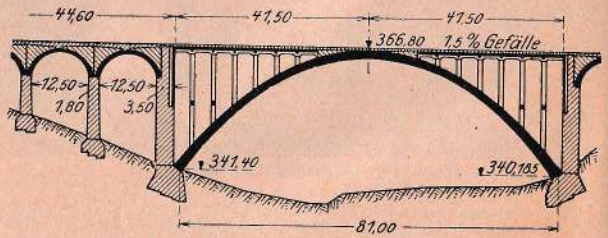


Abb. 29. Streckbrücke Pirmasens.

Für Eisenbahnbrücken eignet sich dieser ganz leichte Aufbau nicht, da hier gröfsere Massen erwünscht sind und für die Seitenstöfse der Lokomotiven sowie für den Winddruck (bei Kurvenbrücken auch für die Zentrifugalkraft) die seitliche Steifigkeit der Stützen nicht ausreicht. Wenn hier ein durchbrochener Aufbau gewählt wird, so eignen sich am besten die Querwände mit einer durchlaufenden Eisenbetonplatte darüber als Unterstützung des Schotterbetts, das man über gewölbten Brücken immer durchführt.

Besondere Bogenarten des Eisenbetons.

Die Entwicklung des Eisenbetons hat im Vergleich zum vollen Gewölbe mit darüberliegender Fahrbahn noch zu anderen bogenförmigen Tragwerken geführt:

a) Brücken mit zwei getrennten Gewölbestreifen.

Bei breiten Brücken, die auf gutem Baugrund aufsitzen, wird zuweilen das Gewölbe in einem mittleren Streifen von $^1/_2$ bis $^2/_3$ der Breite weggelassen, so dafs zwei getrennte Gewölbestreifen

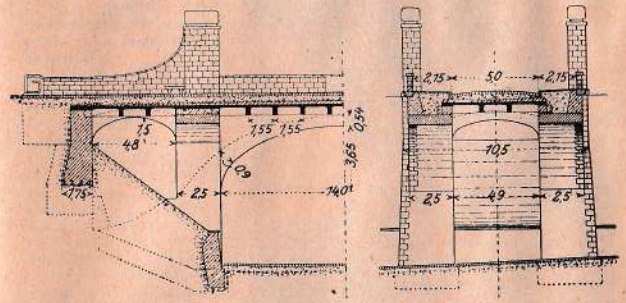


Abb. 30. Pfeifferbrücke in Düsseldorf.

mit Zwischenraum entstehen. Unter der Fahrbahn wird der Zwischenraum durch Eisenbeton überdeckt (Petrussebrücke Luxemburg, Pfeifferbrücke Düsseldorf, Abb. 30). Die Verteilung der Fahrbahnlast auf die beiden Gewölbe ist aber dann einseitig.

b) Bogenrippen mit quer verbindender Platte.

Eine die tragenden Bogenrippen nur an der Ober- oder Unterseite verbindende Platte hätte bei eingespannten Bogen wenig

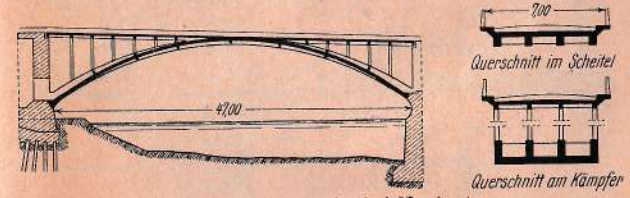


Abb. 31. Moselbrücke bei Novéant.
Rippengewölbe mit versteifender Platte.

statischen Zweck, auch eine in halber Höhe der Rippen durchgeführte Platte nutzt statisch nichts. Führt man aber die die Rippen verbindende Platte so, dafs sie im Scheitel mit der Oberkante der Rippen bündig ist und sich gegen die Kämpfer hin der Unterkante der Rippen anschliefst, so gibt diese Anordnung günstige Spannungen infolge der Formänderung durch die Normalkräfte bei Wärmeabnahme und Schwinden. So sind die Gewölbe der Moselbrücke bei Novéant ausgeführt (Abb. 31). Vgl. auch Arm. Beton 1910, Nr 1.

c) Freie Bogenrippen mit aufgeständerter Fahrbahn.

Das Gewölbe ist in eine Anzahl Rippen von rechteckigem Querschnitt aufgelöst. Die Fahrbahn wird dann durch Säulen auf die Bogenrippen abgestützt. Gegen seitliches Ausknicken sind sie durch Traversen zu schützen. Diese als Bogenrippen oder Rippengewölbe bezeichnete Anordnung ist in Abb. 32 dargestellt. Man erzielt mit dieser Anordnung vor allem eine Ersparnis an Gewicht (leichteres Lehrgerüst und günstig beanspruchte Widerlager). Deshalb sind Bogenrippen mit aufgeständerter Fahrbahn für die gröfsten Stützweiten ausgeführt worden (Graftonbrücke in Aukland 96 m mit drei Gelenken, Langwieser Viadukt 100 m ohne Gelenk, Ammerbrücke bei Echelsbach 130 m mit zwei Gelenken).

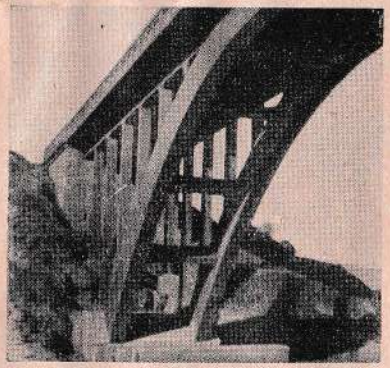


Abb. 32. Brücke über den Rio Nero in Italien.

d) Bogenrippen mit aufgehängter Fahrbahn ohne Zugband.

Es sind nur zwei tragende Bogenrippen vorhanden, die sich über die Fahrbahn erheben, so dafs diese mit ihren Querträgern an ihnen durch Hängesäulen aufgehängt ist. Abb. 33 zeigt ein Beispiel dieser Art mit beiderseits eingespannten Bogenrippen.

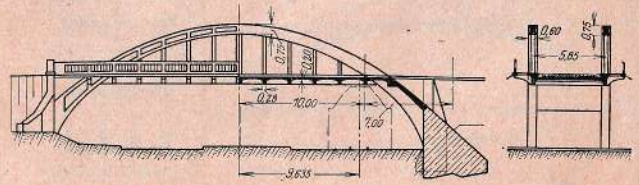


Abb. 33. Eingespannter Bogen mit aufgehängter Fahrbahn Wegüberführung auf Bahnhof Friedrichsfeld.

Damit die beabsichtigte statische Wirkung nicht gehindert wird, durchschneidet man die Fahrbahn in der Mitte, wo dann zwei Hängesäulen nahe beieinander angeordnet sind. Zugleich vermeidet diese Fuge Schwind- und Wärmespannungen in der Fahrbahntafel, die beiderseits fest an die Kämpfer und Widerlager anschliefst. Wenn möglich, wählt man den Pfeil so hoch, dafs die Bogen in der Nähe des Scheitels noch durch Querriegel verbunden werden können, wodurch ihre seitliche Stabilität

erhöht wird[1]). Die Höhenlage der Fahrbahn ist unabhängig von derjenigen der Kämpfer. Vereinzelt wurde der tragende Bogen auch als Dreigelenkbogen ausgeführt (Achenbrücke bei Marquartstein). Die Querträger sind gut an den Hängesäulen aufzuhängen, und in der Bewehrung ist die aus der steifen Verbindung sich ergebende Rahmenwirkung zu berücksichtigen. Bei gröfserer Fahrbahnbreite legt man die Gehwege aufserhalb auf die ausladenden Konsolen der Querträger.

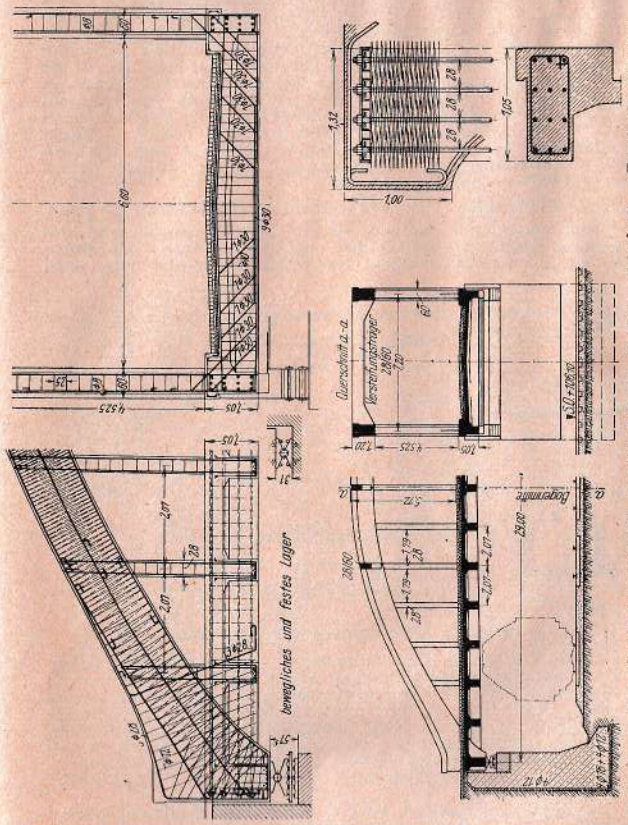


Abb. 34. Ueberfahrtbrücke auf der Strecke Liblar—Rommerskirchen. — Zweigelenkbogen mit Zugband.

[1]) Ein bedeutendes Bauwerk dieser Art mit 60 m Weite ist die Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen (Mörsch, Eisenbetonbau II, 2, S. 342).

e) Bogenrippen mit Zugband und aufgehängter Fahrbahn

sind statisch als Zweigelenkbogen mit Zugband zu behandeln. Damit der ganze Schub ins Zugband übergeht, mufs eins der Lager waagerecht verschieblich sein. Die Auflager sind also genau wie bei einer Balkenbrücke anzuordnen und werden meist aus Stahl als Bolzenkipplager und Rollenlager ausgebildet (Abb. 34). Die Zugbänder werden seitlich unter der Fahrbahn untergebracht. Zuweilen wird in der Fahrbahn eine Trennfuge durchgeführt, damit sie nicht der Dehnung des Zugbandes zu folgen braucht, oder man betoniert ein mittleres Fahrbahnfeld erst zu, nachdem der Bogen ausgerüstet ist und die Zugbänder sich unter der ständigen Last schon gedehnt haben[1]). Die Widerlager werden nur lotrecht belastet, so dafs man diese Bogenart auch über einem Untergrund ausführen kann, der zur Aufnahme eines Gewölbeschubes ungeeignet wäre.

f) Kastenförmiger Querschnitt des tragenden Bogens.

Nach einer von Maillart eingeführten Bauweise wird der tragende Kastenquerschnitt aus der Gewölbeplatte, den Stirnwänden und der Fahrbahnplatte gebildet. Der vom Scheitel nach

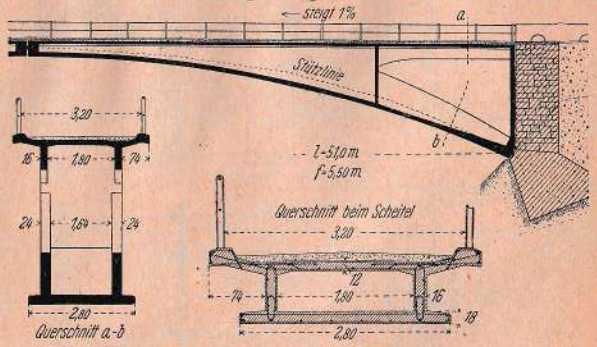


Abb. 35. Rheinbrücke bei Tavanasa.

den Kämpfern hin an Höhe zunehmende Querschnitt kann wegen des vollständigen Zusammenhanges der Teile in seiner ganzen Ausdehnung für die Spannungsverteilung in Betracht gezogen werden. Die Bauart ist für Dreigelenkbogen besser geeignet als für eingespannte. In der Nähe der Kämpfer wird auf den Kastenquerschnitt verzichtet, indem dort die Längswände aufhören und nur als Rippen über der Gewölbeplatte sich bis zum Kämpfergelenk fortsetzen. Die Fahrbahn wird dort durch Längsbalken getragen (Abb. 35).

Die letzte Entwicklung ist der hohle Querschnitt des eigentlichen Gewölbes, der 1928 bei der Lechbrücke Augsburg-Hochzoll[2]) und 1933 bei der Moselbrücke Koblenz[3]) ausgeführt wurde. Bei beiden Brücken handelt es sich um grofse Weiten von 76,8 und 107,0 m bei sehr flachem Stich von $^1/_{12}$ bzw. $^1/_{13}$, so dafs die Gewichts-

[1]) Mörsch, Eisenbetonbau II, 2, S. 361 und 363.
[2]) Vgl. Bautechn. 1929, Heft 2 u. 4. und Bauing. 1929, Heft 4.
[3]) Vgl. Bautechn. 1934, Heft 12, 15 19 u f.

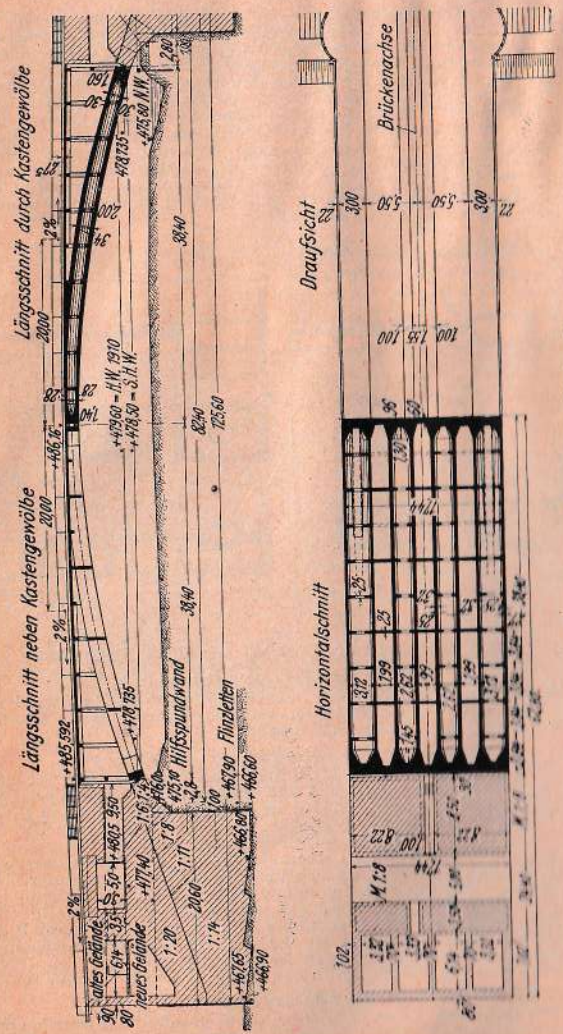


Abb. 36. Lechbrücke Augsburg-Hochzoll.

ersparnis im Gewölbe selbst von Bedeutung ist. Bei der in Abb. 36 und 37 dargestellten Lechbrücke besteht der Dreigelenkbogen aus vier gegeneinander versteiften Tragbogen von rechteckigem Kastenquerschnitt. Bei der Ausführung solcher Bogen ist sorgfältig darauf zu achten, dafs der Beton der Wände sich gut mit dem der Sohle verbindet. Durch zweckmäfsig im Querschnitt geführte Eisen ist dafür zu sorgen, dafs das statische Zusammenwirken der vier Wände des kastenförmigen Querschnitts sichergestellt ist. Die 16 m breite Fahrbahn der Lechbrücke wird durch die vier Dreigelenkbogen getragen. Unter den Fahrbahnstützen sind diese jeweils durch eine innere Querwand ausgesteift, unter jeder zweiten Fahrbahnstütze sind durchgehende Querwände zwischen den Tragbogen angeordnet.

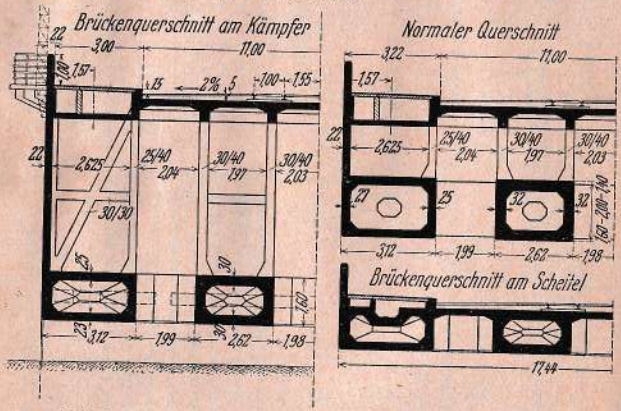


Abb. 37. Querschnitt der Lechbrücke Augsburg-Hochzoll.

g) Der versteifte Stabbogen

mufs als neuestes Tragwerk aus Eisenbeton erwähnt werden. Maillart hat solche mehrmals ausgeführt, sogar eines als Eisenbahnbrücke (vgl. Bauing. 1931, Heft 10).

h) Der Dreigelenkbogen mit Auslegern.

Er kann bei kleinen Stützweiten massiv ausgebildet werden. durch die Ausleger vermindert sich der Schub auf die Widerlager (Beispiele: Krambrücke Amberg in Mörsch, Eisenbetonbau II, 2, S. 192, und Schwätzbrücke Efslingen, B. u. E. 1936, S. 77, von Ulrich Fischer). Indem man den Bogen in Tragwände auflöst, gelingt es, gröfste Spannweiten zu überbrücken. In der Scheitelgegend dient die Fahrbahntafel als Druckplatte, nach dem Kämpfer hin werden die Tragwände durch eine untere Druckplatte verbunden. Die gröfste Ausführung dieser Art ist mit 112,8 m Stützweite die Neckarbrücke Heilbronn, beschrieben in Mörsch, Eisenbetonbau II, 2, S. 509 u. f. Ohne Ausleger ist die sog. Dreigelenkbogenscheibe weniger wirtschaftlich. Deren Berechnung vgl. Tr.-Ing. Bay, Forscherarbeiten, Heft 42, Berlin 1934, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

Die Bauweise Melan.

Die Bauweise Melan verwendet als Bestandteil der Bewehrung des Gewölbes tragfähige stählerne Bogenträger, also eine sog. steife

Bewehrung. Diese kann in die gewöhnlichen Gewölbe, die unter der Fahrbahn liegen, oder aber auch in die Bogenrippen eingebaut werden, die über oder unter der Fahrbahn angeordnet sind. Dabei können die Bogen eingespannt oder als Zwei- und Dreigelenkbogen ausgebildet sein. Zwischen den Gitterbogen können noch Rundeiseneinlagen und Bügel sowie Querstäbe verwendet werden. Das Melansystem ist also nur eine besondere Anordnung der Bewehrung und nicht an eine bestimmte Bogenart gebunden; es bietet folgende Vorteile:

1. Das Lehrgerüst kann an die Stahlbogen angehängt und daher mit Ersparnis an Holzaufwand ausgeführt werden. Bei genügend starker Bemessung der Stahlbogen ist es sogar möglich, das Lehrgerüst ganz zu ersparen oder nur so weit herzustellen, als es zur Montierung der Bogen notwendig ist; bei Wegüberführungen mit geringer Konstruktionshöhe ist die Anordnung mit einbetonierten stählernen Lehrbogen öfter ausgeführt worden[1]), da es dann möglich war, ohne Gerüst unter dem Gewölbe auszukommen. Die Ersparnis des Lehrgerüstes fällt besonders dann ins Gewicht, wenn es sehr teuer würde.

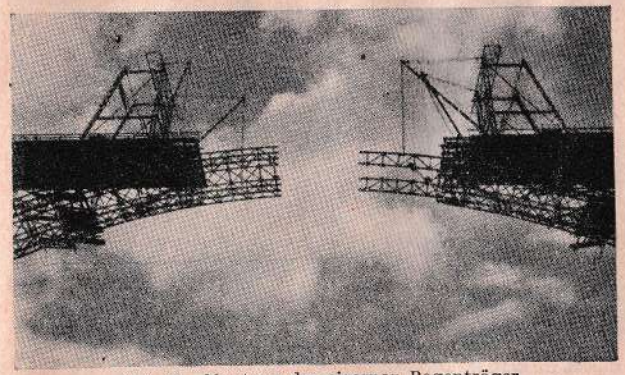


Abb. 38. Montage der eisernen Bogenträger der Ammerbrücke bei Echelsbach.

2. Infolge der unmittelbaren Uebertragung der Gewölbelast auf die Stahlbogen werden diese besser ausgenutzt, wogegen der Beton durch die teilweise Entlastung weniger beansprucht wird. Es ist dadurch möglich, in das Eisen Druckkräfte bis zu 1000 kg/cm² zu bringen, ohne die zulässige Betonpressung (etwa 40 kg/cm²) zu überschreiten.

3. Bei grofser Spannweite geben die einzubetonierenden stählernen Gitterbogen eine Gewähr für die Einhaltung der richtigen Form des Gewölbes, die von großer Wichtigkeit ist und mit hölzernen Lehrgerüsten allein nur bei peinlicher Sorgfalt erreicht werden kann.

Melan hat bei seinen Ausführungen meist noch ein unterstützendes Lehrgerüst verwendet und einen Teil des Gewölbegewichts auf dieses und den Rest auf die stählernen Bogenträger gerechnet[2]). Diese Annahme war willkürlich und brachte eine

[1]) B. u. E. 1903, Heft 2. — [2]) Eine neuere Anwendung ohne hölzernes Lehrgerüst ist der Umbau des Grandfey-Viadukts der Schweiz. Bundesbahnen, vgl. B. u. E. 1927, Heft 19, 20, 21 u. 22.

gewisse Unsicherheit in die Berechnung, besonders bei großer Spannweite. Unbefriedigend war auch, dafs die Beanspruchung in den Stahlbogen mit fortschreitendem Betonieren des Gewölbes wuchs, dafs also in den bereits erhärteten Teilen die Stahlträger nicht mehr allein den Zuwachs an Bogenkraft aufnehmen konnten, sondern schon ein Teil davon auf den sie umschließenden Beton kam.

In dieser Hinsicht ist die Melansche Bauweise durch Prof. Dr.-Ing. Spangenberg bedeutend verbessert worden, indem er das unterstützende Gerüst ganz fortliefs und die sog. Vorbelastung der stählernen Bogenträger durch Kies einführte. Vor Beginn des Betonierens wird neben den Bogen eine Kiesbelastung aufgebracht, deren Gewicht dem des Gewölbes entspricht. Dadurch bekommen die stählernen Bogen eine Vorspannung, die ihrer Belastung durch das Betongewölbe entspricht und sich bis zum Gewölbeschluß nicht ändert, weil die Kiesbelastung in dem Mafs wieder entfernt wird, wie das Betonieren des Gewölbes fortschreitet[1]).

Eine wichtige Anwendung des verbesserten Melan-Systems ist die Ammerbrücke bei Echelsbach[2]), die als Zweigelenkbogen mit 130,0 m Stützweite und 31,8 m Pfeil ausgeführt ist. Statt eines auf die Breite durchgehenden Gewölbes sind zwei Bogenrippen mit hohlem Kastenquerschnitt angeordnet. Hier wurde auch das Montagegerüst über die 76 m tiefe Schlucht gespart, indem die stählernen Bogenträger von den beiden Widerlagern aus frei auskragend vorgebaut wurden, bis der Schlufs im Scheitel hergestellt werden konnte. Abb. 38 zeigt den freien Vorbau der beiden Hälften der stählernen Bogenträger der Ammerbrücke und Abb 39 einen Querschnitt durch eine Bogenrippe mit der Vorbelastung durch Kies.

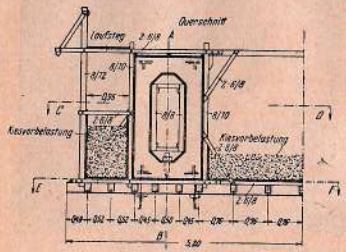


Abb. 39. Querschnitt durch eine Bogenrippe der Ammerbrücke bei Echelsbach.

Es ist noch die Bauweise Emperger zu erwähnen, die für die Bewehrung von Bogenrippen das umschnürte Gufseisen verwendet. Die Längsbewehrung besteht in der Hauptsache aus starken Profilen von hochwertigem Gufseisen, die durch umschnürende Spiralen gegen Ausknicken geschützt sind. Die gröfste Brücke dieser Art ist die Traunfallbrücke bei Gmunden mit zwei als Zweigelenkbogen wirkenden Bogenrippen von 71 m Stützweite und 38,15 m Pfeil[3]).

Die Entwässerung der Fahrbahn.

Das Querprofil und die Befestigung der Strafse sind auf der Brücke ebenso wie auf der freien Strecke. Es kommen also für die Strafsendecke Makadam, Stein-, Holz- oder Asphaltpflaster in Betracht; auch Stampfasphaltplatten kommen vor. Das durch die Strafsenfahrbahn durchsickernde Wasser mufs oberhalb des

[1]) Spangenberg, Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten, Bauing. 1924, Heft 15/16.

[2]) Beschrieben in Bautechn. 1930, Heft 1 u. 4, ferner Heft 27 u. 30, sowie in B. u. E. 1930, Heft 6. Vgl. a. Düll-Gerhart, Die Echelsbacher Brücke. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

[3]) Vgl. B. u. E. 1926, Heft 3 u. 4.

Füllbetons oder bei durchbrochenem Aufbau oberhalb der tragenden Fahrbahnkonstruktion auf einer dichtenden Schicht abgeleitet werden. Hierfür genügt ein Zementglattstrich nicht, vielmehr ist eine Isolierung durch zwei Lagen Dichtungsbahnen aus Bitumengewebeplatten zu wählen. Dabei wird die erste Lage auf die durch einen Glattstrich eben gemachte Unterlage mit Goudron aufgeklebt, auf diese kommt in gleicher Weise mit versetzten Stöfsen die zweite, die oben noch einen dichten Anstrich aus Goudron erhält. Neuerdings wird auch die von der Fa. P. Lechler, Stuttgart, hergestellte Palesitmasse verwendet, die in ähnlicher Weise wie Gufsasphalt aufgetragen wird und auf stark geneigten Flächen eine Einlage aus Messingdrahtgewebe erhält.

Die Dichtungsschicht mufs selbstverständlich das nötige Gefälle haben, damit das Wasser darauf abfliefsen kann. Gewöhnlich

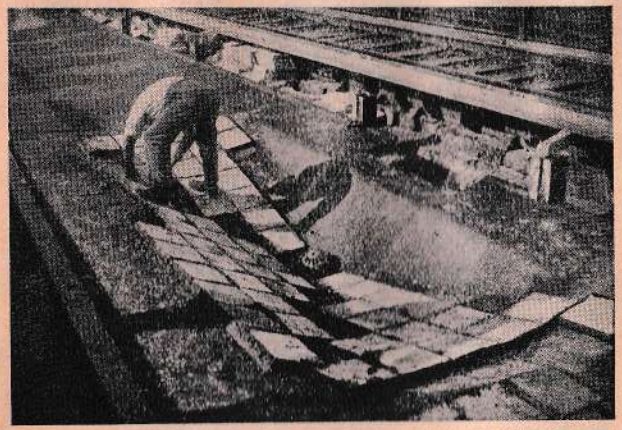


Abb. 40. Verlegen der Zementplatten auf der dichtenden Palesitschicht des Enzviadukts bei Bietigheim.

werden durch entsprechendes Quergefälle eine oder mehrere flache Furchen erzeugt, die das Wasser in der Längsrichtung weiterleiten, bis es entweder an einzelnen Stellen durch Röhren abtropfen kann oder bis hinter die Widerlager gelangt, von wo durch Sickerungen für den weiteren Abflufs zu sorgen ist. Den Wasserablauf in der Längsrichtung kann man dadurch befördern, dafs man in der Furche durchlochte Röhren einlegt.

Die bituminöse Abdichtung ist durch einen aufgebrachten Beton oder eine in Mörtel verlegte Schicht von Klinkern oder Zementplatten gegen Beschädigung zu schützen. Auch eine 4 bis 5 cm dicke Schicht aus Zementmörtel mit eingelegtem Eisengeflecht oder Drahtgewebe dient diesem Zweck.

Die Hauptmenge des auf eine Strafsenbrücke auffallenden Regenwassers läuft oberflächlich ab und sammelt sich in den Strafsenkandeln. Liegt die Brücke selbst im Gefälle oder ist ihr Längenprofil gewölbt, so läuft das Wasser in den Kandeln von der Brücke ab. Ist das Längenprofil waagerecht, so mufs den Kandeln

mindestens $^1/_2$ vH. Gefälle nach den Abfallschächten gegeben werden. Solche Schächte sind in gröfseren Abständen auch bei langen Brücken mit geneigtem Längenprofil anzuordnen.

Auf den Eisenbahnbrücken sickert alles auftreffende Regenwasser durch das Schotterbett hindurch und mufs hier auf einer isolierenden Schicht rasch abgeleitet werden. Die Dichtungsbahnen müssen gegen Beschädigungen wie oben beschrieben geschützt werden. Abb. 40 zeigt das Verlegen der Zementplatten auf der dichtenden Palesitschicht beim Umbau des Enzviadukts bei Bietigheim. Im tiefsten Punkte der Mulde erkennt man die gufseiserne Kieshaube, die das Abfallrohr abdeckt und verhindert, dafs die Schotterstücke in das Rohr gelangen können. Ueber die Bewegungsfugen hinweg führt man die Dichtung am besten mit Hilfe eines federnden Kupferblechs, wie es in Abb. 41 dargestellt ist.

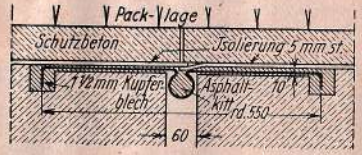


Abb. 41.
Dichtung über einer Bewegungsfuge.

Nach den schlechten Erfahrungen mit älteren, mangelhaft abgedichteten Brücken legt man heute grofsen Wert auf eine gute Entwässerung und Abdichtung. Aus diesem Grunde hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft eine „Vorläufige Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken (A I B)*[1]) herausgegeben. Die praktisch vorkommenden Fälle sind hierin eingehend und nach den neuesten Erfahrungen behandelt. Für den Entwurf der Dichtung und Entwässerung ist die A I B unentbehrlich, weshalb ausdrücklich darauf verwiesen sei (vgl. auch Mörsch, Eisenbetonbau II, 2, Brücken aus Eisenbeton, S. 390 u. f.).

Die Lehrgerüste.

Die Lehrgerüste müssen sorgfältig entworfen und ausgeführt werden, damit die dem Gewölbe zu gebende Form tatsächlich vorhanden ist und Formänderungen während des Wölbens möglichst beschränkt bleiben. Ganz ausschalten lassen sich die Formänderungen nicht, und man hat sie daher durch Einteilung des Gewölbes in Lamellen mit Schlufslücken unschädlich zu machen (vgl. oben S. 235 u. 236).

Mafsgeblich für die Wahl des Lehrgerüstes wird immer sein, ob unter dem herzustellenden Rüstring ein gewisses Profil freibleiben mufs oder ob die Möglichkeit vorliegt, beliebig viel Stützen nach unten zu führen. In Fällen, wo dies zutrifft, soll davon Gebrauch gemacht werden. Manchmal kann dann durch teilweise Verwendung von Eisenkonstruktion eine zweckmäfsige Lösung gefunden werden (vgl. Lehrgerüste der Illerbrücken bei Kempten, Südd. Bauztg. 1904, Nr. 1). Man unterscheidet unterstützte und freitragende Lehrgerüste.

Das unterstützte Lehrgerüst, dessen Grundform Abb. 42 zeigt, ordnet man zweckmäfsig in zwei Teilen an, wovon der untere aus Pfahljochen besteht, während der obere auf dem Reifsboden genau abzubinden ist und in seiner oberen Begrenzung, dem sog. Kranz, die Form der Gewölbeleibung darbieten mufs. Zwischen dem oberen und unteren Teil werden die Senkvorrichtungen, Keile, Senkschrauben oder Sandtöpfe eingeschaltet. Der obere Teil wird unten durch eine waagerechte Schwelle ab-

[1]) Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

geschlossen, die etwa in Kämpferhöhe liegt. Es sind dann, bevor der obere Gerüstteil aufgestellt wird, alle Senkvorrichtungen auf gleiche Höhe zu stellen, so dafs nachträglich nichts mehr zu regeln ist, sofern das Lehrgerüst richtig abgebunden war. Der Kranz wird durch lotrechte Pfosten und geneigte Streben auf die Schwelle abgestützt.

Die Joche haben einen Abstand von 4,0 bis 6,0 m, die einzelnen Binder eines Lehrgerüstes sind 1,2 bis 1,6 m, meist 1,4 m voneinander

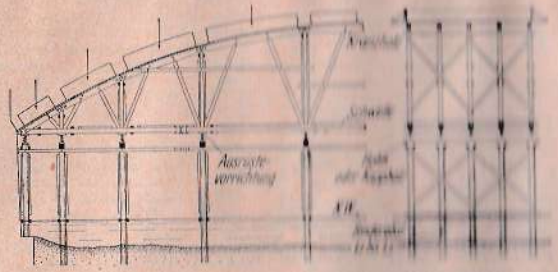


Abb. 42. Grundform des unterstützten Lehrgerüstes.

entfernt, und zwar sollen die Pfähle der Joche in den Ebenen der Binder stehen. Die Pfähle eines Joches werden durch einen oberen Holm, untere Querzangen und Windkreuze miteinander verbunden, ebenso erhalten die auf die Binder der Kranzbalken laufenden Pfosten einen entsprechenden Unterzug mit Rücksicht auf die seitliche Stabilität. Die Kranzbalken sind die einzigen auf Biegung beanspruchten Teile eines solchen Gerüstes, sie erhalten zweckmäfsig doppelten Querschnitt und schliefsen dann seitlich an die ganz eingeschnittenen Enden der Pfosten an, deren hochgehenden Zapfen sie zwischen sich fassen, und an den sie durch die Schrauben der eisernen Bindetaschen stark angepreifst werden. Durch das Festklemmen der doppelten Kranzbalken (Abb. 43) an den hochgehenden Zapfen der Pfosten und Streben wird eine viel steifere Verbindung des Kranzes mit dem übrigen Gerüst erzielt, als wenn die Kranzhölzer aus einem einzigen Holz gebildet werden, das auf den Pfosten und Streben nur aufliegt und mit ihnen nur verzapft und verklammert werden kann (Abb. 46).

Abb. 43.

Ueberall, wo es auf starkes Festklemmen der Hölzer ankommt, sind unter Kopf und Mutter der Schrauben verstärkte Unterlagscheiben 90 · 90 · 8 mm zu legen.

Wie schon erwähnt, soll die Formänderung eines Lehrgerüstes möglichst gering sein. Dies erfordert, dafs der Druck $\frac{1}{4}$ zur Faserrichtung [illegible] nicht überschreite. Bei Lehrgerüsten für [illegible] dürfen daher die Pfosten und Streben nicht unmittelbar auf die Schwelle, die Holme der Joche nicht unmittelbar auf die Pfähle gesetzt werden, sondern es sind Zwischenlagen aus Eichenholz oder aus

⊔-Eisenschienen zu machen, die den Druck auf eine genügend grofse Fläche des quer zur Faser gedrückten Holzes verteilen (Abb. 44).

Ferner soll nur die unbedingt nötige Zahl von Hölzern vorhanden sein, die quer zur Faser beansprucht sind; damit wird gleichzeitig die Zahl der Fugen vermindert, die sich erst beim Betonieren des Gewölbes dicht schliefsen und zu Senkungen des Gerüstes beitragen. Deshalb läfst man die Holme des Unterbaues weg und stellt die Senkvorrichtungen unmittelbar auf das Hirnholz der Pfähle, wenn man diese genau an die planmäfsige Stelle bringen kann. Dies wird immer möglich sein, wenn man die Pfähle nicht rammt, sondern die Joche im Trocknen auf Betonfundamenten aufstellt. Dann setzt man diese Joche auch nicht auf Schwellen auf, sondern unterstopft die Pfosten mit Zementmörtel. Vereinzelt hat man in solchem Fall die Schwellen des oberen Teils durch zwei Zangen ersetzt, die über den Senkvorrichtungen Hartholzstücke zum Uebertragen des Druckes zwischen sich fassen (Abb. 45).

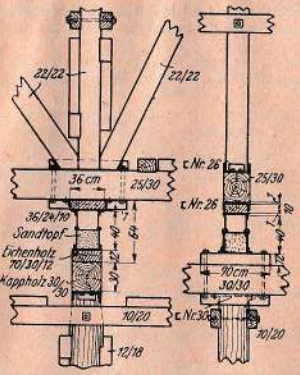


Abb. 44.
Knotenpunkt vom Lehrgerüst der Isarbrücke Grünwald.

Diese Lösung ist aber nicht möglich, wenn die Pfähle des Unterbaues zu rammen sind, weil sie dann nicht genau an die planmäfsige Stelle kommen, so dafs die unmittelbar auf sie gesetzte Senkvorrichtung aufserhalb der Binderebene stünde.

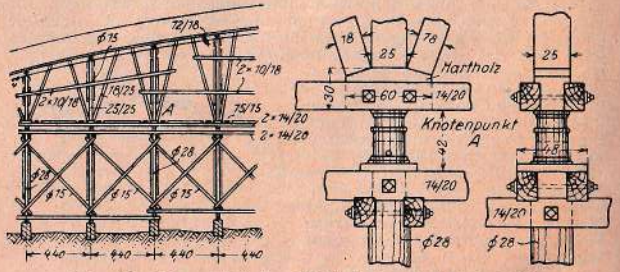


Abb. 45. Lehrgerüst der Wallstrafsenbrücke bei Ulm.

Die gerammten Pfahljoche müssen also oben einen Holm erhalten, so dafs die Senkvorrichtung auf den Kreuzungspunkt vom Holm und der Schwelle darüber gestellt werden kann. In Abb. 46 sind die Voraussetzungen für das Weglassen der Holme genau beachtet. Die Joche des Unterbaues werden in der Längsrichtung der Brücke durch Zangen verbunden, die fest gegen die Pfeiler verkeilt werden, um jede Längsverschiebung auszuschliefsen.

Im Bereich der häufigen Sommerhochwasser dürfen keine den Durchflufs hemmenden Zangen und Kreuze vorhanden sein. Die Joche dürfen daher nur in der Flufsrichtung Kreuze und untere Querzangen erhalten. In Schiffahrtöffnungen sind neben den Gerüstpfählen besondere Streichpfähle zu schlagen.

In der Ebene der Schwellen des oberen Gerüstteils ist ein Windverband angezeigt; notwendig ist es, die Schwellen durch Querbalken oder besser Querzangen neben den Knotenpunkten miteinander zu verbinden, damit sie beim Aufstellen ihre Lage beibehalten und auf den Senkvorrichtungen nicht kanten.

Von den Senkvorrichtungen werden die Hartholzkeile nur bei kleinen Brücken oder an den Kämpfern angewendet, im übrigen verdienen Sandtöpfe den Vorzug. Die Senkschrauben sind wesentlich teurer als die Sandtöpfe und haben den Vorzug, dafs das Absenken in tadelloser Weise möglich ist; der sonst geltend gemachte Vorteil, dafs man damit nachträglich regulieren könne, kommt bei sachgemäfser Ausführung nicht in Betracht. Anderseits kann man mit Sandtöpfen bei richtiger Behandlung ebenso sicher und allmählich ausrüsten (vgl. Mörsch, Eisenbetonbau II, 2, S. 475 u. f., wo das beim Ausrüsten einzuhaltende Vorgehen ausführlich beschrieben ist). Sie bieten dem oberen Teil des Gerüstes ein stabileres Auflager dar, als dies bei Senkschrauben möglich ist. Mit dem Absenken hat man in allen Fällen, auch bei Dreigelenkbogen, im Scheitel zu beginnen und von da allmählich nach den Kämpfern fortzufahren. Denn mit dem abzusenkenden Gerüst mufs man dem Gewölbe diejenige Bewegung erteilen, die es bei allmählich erwachenden Bogenkräften annehmen will. Nur dann wird man unerwünschte balkenartige Wirkungen während des Ausrüstens vermeiden (vgl. B. u. E. 1925, S. 144).

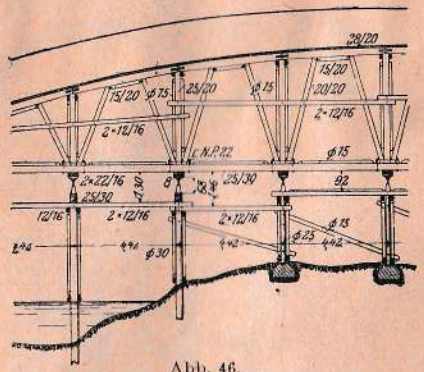


Abb. 46.
Lehrgerüst der Eisenbahnbrücke bei Cannstatt.

Hier ist auch das „Gewölbe-Expansionsverfahren" zu nennen. Der Zweck dieses Verfahrens liegt zwar nicht im Ausrüsten, sondern im Ausschalten der Nebenspannungen, die bei eingespannten Gewölben durch die elastische Bogenverkürzung und durch das Nachgeben der Widerlager eintreten. Nachdem das Gewölbe mit dem Aufbau fertig ist, werden in Lücken der offengelassenen Scheitelfuge hydraulische Pressen eingesetzt, mit denen der Scheiteldruck der mittleren Stützlinie ausgeübt wird. Es hebt sich dann das Gewölbe ganz oder nahezu vom Lehrgerüst ab. Nachdem die Pressen so lange gewirkt haben, bis sich keine Be-

wegungen der Widerlager mehr zeigen, werden die Fugenteile neben den Pressen ausbetoniert und nach Herausnahme der Pressen auch die Lücken. Auf diese Weise erzeugt man künstlich eine Stützlinie der ständigen Last, die mit der nach ihr geformten Gewölbeachse zusammenfällt. Nach Schlufs der Scheitelfuge treten dann Temperatur- und Schwindspannungen wie beim eingespannten Bogen auf. Man kann indessen dem noch zu erwartenden Schwinden dadurch Rechnung tragen, dafs man die Pressen um ein entsprechendes Mafs unter der Scheitelmitte ansetzt und einen Druck ausübt, der so viel über dem Scheiteldruck der

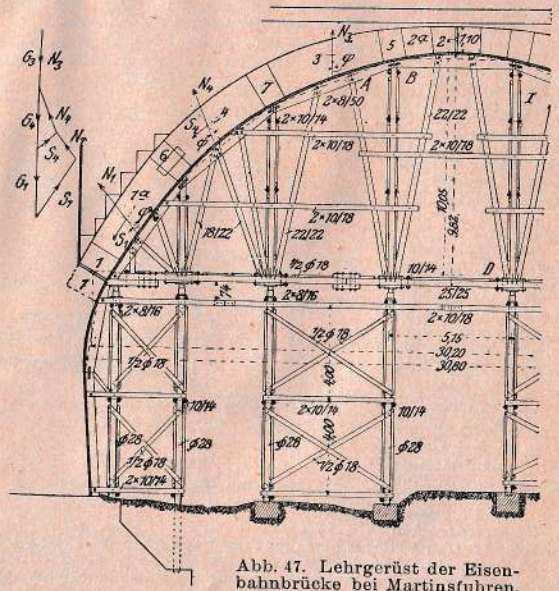


Abb. 47. Lehrgerüst der Eisenbahnbrücke bei Martinsfuhren.

mittleren Stützlinie liegt, als er durch das nachträgliche Schwinden vermindert wird (vgl. D. Bauztg. 1914, Zementbeilage 18; Bauing. 1926, S. 750).

Die Berechnung der fest gestützten Lehrgerüste beschränkt sich auf die Biegung des Belages und der Kranzhölzer, auf die Bemessung der druckverteilenden Einlagen, sofern solche erforderlich sind, und auf die Knicksicherheit der Pfosten, Streben und Pfähle. Die in den Berechnungs- und Entwurfsgrundlagen für hölzerne Brücken DIN 1074 angegebenen zulässigen Beanspruchungen kann man auch für die Hölzer der Lehrgerüste annehmen. Insbesondere kann man für die Knicksicherheit der Pfosten, Streben und Pfähle statt der bisher verwendeten Eulerformel mit 6 bis 8facher Sicherheit die in DIN 1074 enthaltenen

ω-Zahlen benutzen (vgl. Mörsch, Eisenbetonbau II, 2, S. 489 u. f.) Die freie Knicklänge wird unter Umständen durch Zangen vermindert.

Die Gewölbelast wirkt, solange die Leibung flacher als der Reibungswinkel ist, lotrecht, zumal in einzelnen Abteilungen betoniert wird. Ist die Neigung steiler, dann müssen die Betonstreifen gegen das Widerlager durch einbetonierte Eisenbetonspriefsen abgestützt werden. Abb. 47 zeigt dann den Kräfteplan, wonach die auf das Gerüst kommenden Drücke gefunden werden, die unter dem Reibungswinkel φ zur Normalen geneigt sind.

Die freitragenden Lehrgerüste finden eine Unterstützung nur in der Nähe der Kämpfer. Als Tragwerk dient ein Sprengwerk oder mehrere ineinander geschachtelte oder ein Hauptsprengwerk

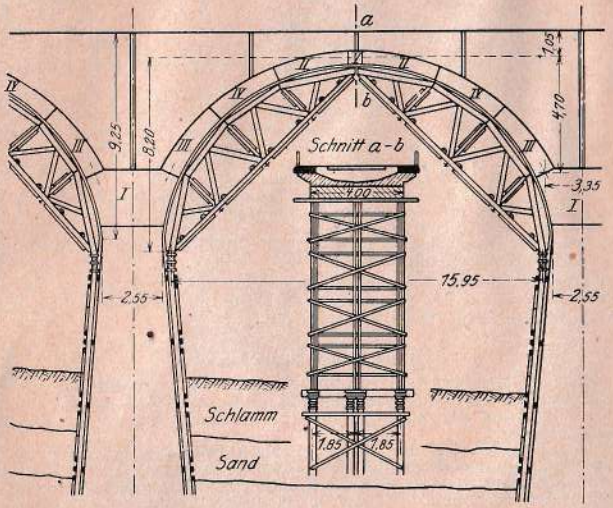


Abb. 48. Freitragendes Lehrgerüst des Viaduktes bei Leinfelden.

mit mehreren sekundären. Neuerdings werden für die beiden Hälften fachwerkähnliche Segmentbogen bevorzugt, die sich im Scheitel nach Art eines Dreigelenkbogens gegeneinander stützen (Abb. 48). Die Knotenpunkte sind für die auftretenden Stabkräfte sachgemäfs auszubilden. Wegen der Einzelheiten vgl. Bautechn. 1926, Heft 16.

Berechnung der Gewölbe.

Die der Berechnung der Strafsenbrücken zugrunde zu legenden Lasten sind in DIN 1072 angegeben; für die Eisenbahnbrücken sind die Vorschriften der Reichsbahn-Gesellschaft vom Jahre 1934 mafsgebend.

In den Berechnungsgrundlagen für massive Brücken DIN 1075 ist über die Berechnung der Gewölbe folgendes gesagt:

Statisch unbestimmte Bogenträger sind auf Grund der Elastizitätslehre zu berechnen, und zwar empfiehlt es sich, die Einflufslinien der Kernmomente aufzuzeichnen. Gewölbte Durchlässe mit reichlicher Ueberschüttungshöhe und günstigem Pfeilverhältnis ($f \geq l/2$) dürfen nach dem Stützlinienverfahren untersucht werden, wobei Temperatur- und Schwindspannungen unberücksichtigt bleiben können und die Untersuchung für eine halbseitige gleichförmige Verkehrslast ausreichend ist.

Bei Gewölben darf die Verkehrslast in der Querrichtung bei ein- und zweigleisigen Brücken auf die ganze Gewölbebreite, bei Brücken unter Bahnhofsanlagen und bei Brücken mit drei und mehr Gleisen darf die Last eines regelspurigen Gleises auf eine Gewölbebreite von höchstens 4 m gleichmäfsig verteilt werden.

In erster Linie sind die Spannungen in den Scheitel- und Kämpferfugen und bei Dreigelenkbogen in der Viertelfuge nachzuweisen. Bei gröfseren Spannweiten treten hierzu noch weitere Zwischenschnitte.

Bei der Berechnung gelenkloser Gewölbe wird im allgemeinen an den Widerlagern starre Einspannung angenommen, doch mufs man bei Gewölben auf hohen, schlanken Pfeilern die elastische Nachgiebigkeit der Gewölbekämpfer berücksichtigen. Bei Bogen und Rahmen mit Zugband darf gelenkiger Anschlufs des Zugbandes angenommen werden.

Bei Widerlagern von Gewölben, Bogenbrücken und Rahmen gröfserer Stützweite (über 20 m) müssen die Einflüsse der Verkehrslast (Kernmomente) für die Bodenfuge und die wichtigen Zwischenschnitte mit Einflufslinien oder ähnlichen Verfahren ermittelt werden.

Wegen der zulässigen Beanspruchungen und der Stofszuschläge, womit die Verkehrslasten in die Rechnung einzuführen sind, sei auf DIN 1075 selbst verwiesen.

1. Bogen mit 3 Gelenken.

Diese sind statisch bestimmt. Die Stützlinie kommt nur für die ständige Last in Betracht, während die Verkehrslast am besten mittels der Einflufslinien für die Kernmomente berücksichtigt wird.

Handelt es sich um ein gegebenes Gewölbe, so wird dieses zur Ermittlung der Stützlinie vom Scheitel aus samt dem Aufbau in eine Anzahl Streifen eingeteilt, deren Gewicht man berechnet. Bei durchbrochenem Aufbau müssen Streifengrenzen in den Mitten der Querwände oder Stützenjoche liegen. Aus der Momentengleichung jeder Gewölbehälfte in bezug auf ihr Kämpfergelenk ergibt sich der Scheiteldruck und bei unsymmetrischem Gewölbe auch dessen Richtung. Mit dem jetzt bekannten Scheiteldruck lassen sich dann für jeden Querschnitt die Kernmomente für Eigengewicht vom Scheitel ausgehend berechnen.

Für die Verkehrslast benutzt man die Einflufslinien der Kernmomente. In Abb. 49 ist die Einflufslinie M_k für den Punkt K auf der rechten Gewölbehälfte gezeichnet. Der Nullpunkt E_1 liegt unter der Lastscheide E, die als Schnittpunkt der Geraden AC und BK gefunden wird. Wie sich rechnerisch leicht nachweisen läfst, wenn man für eine wandernde Einzellast $P = 1$ die Gleichungen der einzelnen Graden aufstellt, aus denen sich die Einflufslinie M_k zusammensetzt, ist das positive Einflufsdreieck $E_1\ K_1\ B_1$ identisch mit der Einflufsline des Biegemoments eines einfachen Balkens $e\,b$ für einen Schnitt k, der senkrecht unter dem Momentenpunkt K liegt. Ferner können die Abschnitte $A_1 F_1$

und $B_1\ D_1$ aus der Gewölbezeichnung als die waagerechten Entfernungen der Punkte F und D von der Lotrechten durch K entnommen werden. Dabei sind D und F die Schnittpunkte einer durch K zu $A\,B$ gezogenen Parallelen mit den Geraden $B\,C$ und $A\,C$ (vgl. Mörsch, Eisenbetonbau II, 3).

In praktischen Fällen wählt man als Momentenpunkte die Kernpunkte der Bogenquerschnitte und erhält aus den Einflufslinien die Grenzwerte der Kernmomente und die zugehörigen Randspannungen. Bei flachen Bogen wählt man die Kernpunkte in lotrechten Schnitten liegend; sie gehören dann, streng genommen, zwei benachbarten radialen Schnitten an.

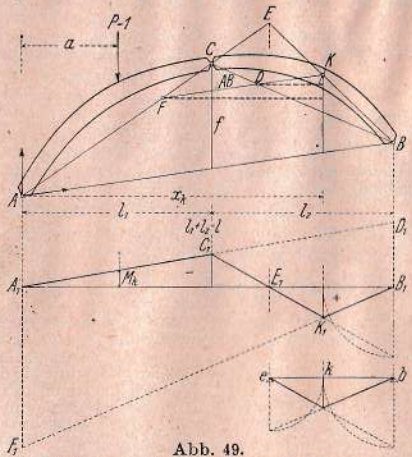


Abb. 49.
Einflufslinie M_k des Dreigelenkbogens.

Da diese Einflufslinien der Kernmomente sich nicht sehr viel ändern bei kleinen Aenderungen der Bogenform, so können sie auch für das nachfolgende

Bemessungsverfahren

benutzt werden. Der Zweck dieses Verfahrens ist, für jeden Querschnitt eine solche Dicke d und Ordinate y des Schwerpunkts zu finden, dafs in allen Schnitten die Grenzwerte der Randspannungen von ständiger und ungünstigster Verkehrslast die zulässige Druckspannung sowohl an der Leibung als auch am Gewölberücken gerade erreichen. Als Grundlage der Rechnung hat eine angenäherte Gewölbeform zu dienen, deren Ordinaten und Fugendicken mit Hilfe der nachstehend abgeleiteten Formeln verbessert werden. Zweckmäfsig wählt man diese Ausgangsform als Stützliniengewölbe, das durch Ausproben zeichnerisch oder rechnerisch ermittelt wird (vgl. unten S. 269). Aus den dafür gezeichneten Einflufslinien M_k bestimmt man für ungünstigste Verkehrslast $+M_{ku}$ und $-M_{ko}$, weil es sich nur um Druckspannungen handelt. In Abb. 50 ist die als Stützlinie bezeichnete Kurve identisch mit der angenommenen Gewölbeachse; die endgültige Achse sei um das Mafs e radial gemessen nach unten zu verschieben. H bedeute die waagerechte Komponente des Scheiteldrucks und auch diejenige jeder Stützlinienkraft N_s, dann sind die Kernmomente von ständiger Last, sofern man rechteckigen Gewölbequerschnitt voraussetzt

$$\mathfrak{M}_{ku} = +N_s(d/6 + e) \qquad \mathfrak{M}_{ko} = -N_s(d/6 - e).$$

Beträgt die Gewölbebreite b und bezeichnet man mit M_{ku} und M_{ko} die positiven und negativen Grenzwerte dieser Kernmomente

infolge Verkehrslast allein, so gelten, wenn σ die zulässige Druckspannung bedeutet, die folgenden Gleichungen

$$N_s\,(d/6 + e) + M_{ku} = \sigma \,.\, b\, d^2/6,$$
$$N_s\,(d/6 - e) + M_{ko} + \sigma \,.\, b\, d^2/6.$$

Die Summe beider Gleichungen gibt die zur Ermittlung der Fugendicke d dienende quadratische Gleichung:

$$N_s \,.\, d/3 + M_{ku} + M_{ko} = \sigma \,.\, b\, d^2/3,$$

oder
$$d = \frac{N_s}{2\, b \,.\, \sigma} + \sqrt{\frac{N_s^2}{4\, b^2 \,.\, \sigma^2} + 3 \,.\, \frac{M_{ku} + M_{ko}}{b \,.\, \sigma}},$$

worin $+ M_{ku}$ und $- M_{ko}$ nur mit ihren Zahlenwerten ohne Vorzeichen einzusetzen sind. Aus der Differenz der beiden Gleichungen folgt

$$e = {}^1\!/_2\,(M_{ko} - M_{ku})/N_s.$$

Das Mafs η, um das im vertikalen Schnitt die Bogenachse unter die Stützlinie für ständige Last zu legen ist, wird dann

$$\eta = \frac{e}{\cos\alpha} = \frac{M_{ko} - M_{ku}}{2\, N_s \,.\, \cos\alpha} = \frac{M_{ko} - M_{ku}}{2\, H}.$$

Die so erhaltene Gewölbeform stellt eine erste Annäherung dar, die durch eine Wiederholung der Rechnung verbessert werden kann. Die Scheitel- und Kämpferdicke ist aus den Einflufslinien der Normalkraft für diese Fugen zu ermitteln.

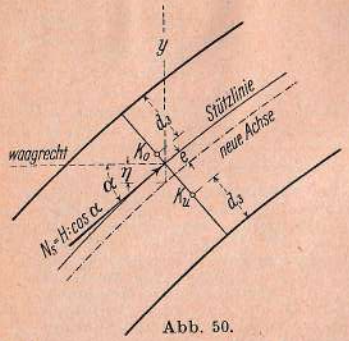


Abb. 50.

Will man Zugspannungen vermeiden, so ist σ bei kleinen Stützweiten nieder zu wählen, etwa 15 kg/cm², mit gröfserer Stützweite kann σ gröfser genommen werden, so dafs bei etwa 45 m Stützweite $\sigma = 40$ kg/cm² erreicht wird.

Ist das Gewölbe bewehrt, dann kann man auch bei kleinen Spannweiten die Druckfestigkeit des Betons ausnutzen. Wenn die Fahrbahn in einer Richtung ansteigt, vereinfacht man sich die Rechnung, indem man die Verbindungslinie der Kämpfergelenke parallel der Fahrbahn legt, weil man dann ein schief symmetrisches Gewölbe erhält.

Zur ersten Annahme des Gewölbes mit drei Gelenken können die Abmessungen nach folgenden empirischen Formeln gewählt werden, worin l in m, die Fugendicken in cm sich verstehen.

Strafsenbrücken: Scheitteldicke $d_s = 1{,}55\,(l + 10)$
Kämpferdicke $d_k = d_s + l/3$
in den Vierteln $d_{max} = 2\,(l + 15)$

Eisenbahnbrücken: Scheitteldicke $d_s = 2{,}7\,(l + 7)$
in den Vierteln $d_{max} = 3\,(l + 16{,}5)$
Kämpferdicke $d_k = {}^1\!/_2\,(d_s + d_{max})$.

Für den Lastenzug N der Reichsbahn sind diese Formeln unzureichend.

Die Bemessung wird man durch einen Nachweis der Spannungen nachprüfen, der auch die kleinsten Randspannungen enthält, um sicher zu sein, ob keine Zugspannungen auftreten. Die Spannungen durch ständige Last ergeben sich dann aus den Formeln

$$\sigma_o = \frac{N_s}{b\,d} + \frac{N_s \,.\, e}{{}^1\!/_6\, b\, d^2} = \frac{N_s}{b\,d} + \frac{H \,.\, \eta}{{}^1\!/_6\, b\, d^2},$$

$$\sigma_u = \frac{N_s}{b\,d} - \frac{N_s \,.\, e}{{}^1\!/_6\, b\, d^2} = \frac{N_s}{b\,d} - \frac{H \,.\, \eta}{{}^1\!/_6\, b\, d^2}.$$

Die Stützlinienkraft $N_s = H \,.\, \cos\alpha$ wird dabei am einfachsten als betr. Strahl dem zugehörigen Krafteck entnommen. Die Randspannungen durch Verkehrslast werden durch Auswerten der für die gefundene Gewölbeform genau aufgezeichneten Einflufslinien der M_k erhalten. Das beschriebene Verfahren ist für gleichmäfsig verteilte Verkehrslast wie für Lastenzüge anwendbar.

2. Gewölbe ohne Gelenke.

Das ältere oder Stützlinienverfahren, das sich für den Nachweis der Standfähigkeit mit verschiedenen Stützlinien auf Grund gewisser Annahmen behilft, ist heute nach DIN 1075 nur noch für Durchlafsgewölbe gestattet (S. 230 u. f.).

Für die eigentlichen Brückengewölbe, mit oder ohne Gelenke, kommt daher das Aufzeichnen oder Einrechnen einer Stützlinie nur für die ständige Last in Betracht. Mit ihrer Hilfe findet man die vom Eigengewicht entstehenden Spannungen oder legt beim Entwurf des Gewölbes dessen Achsform fest. An Stelle der zeichnerischen Ermittlung, die als bekannt vorausgesetzt werden darf, verdient das Einrechnen der Stützlinie bei Brückengewölben den Vorzug, weil es genaue Ordinatenwerte liefert, die dann auch für die Ausführung mafsgebend sind, sofern man ein Stützliniengewölbe wählt.

Es ist zweckmäfsig, die Gewölbeachse zusammenfallend mit einer Stützlinie für ständige Last zu wählen. Sobald für die zuerst gewählte Form die durch die Mitten der Scheitel- und Kämpferfugen gehende Stützlinie gezeichnet (oder gerechnet) ist, nimmt man diese als neue Bogenachse an, rechnet die Streifengewichte neu und wiederholt die Ermittlung der Stützlinie, bis schliefslich Achse und Stützlinie zusammenfallen, was gewöhnlich schon das zweite-, sicher aber das drittemal der Fall ist (Abb. 51). Die gestrichelte Linie bezeichnet die erste, die strichpunktierte die zweite und die ausgezogene die dritte und endgültige Form. Die vielfach im älteren Schrifttum empfohlene Form als Stützlinie für den sog. „Normalfall", d. h. für ständige Last und halbe Verkehrslast, bietet keinerlei Vorteile, weder für den Rechnungsgang noch für die Höhe der Spannungen[1]).

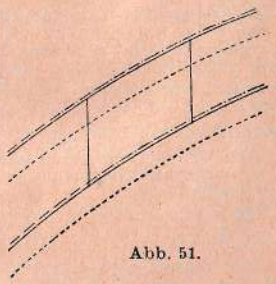


Abb. 51.

[1]) Für grofse eingespannte Gewölbe ist vereinzelt noch eine verbesserte Achsform angewendet worden, die zu einem Ausgleich der Spannungen im Scheitel-, Kämpfer- und Viertelquerschnitt führt. Diese „Verlagerung" der Bogenachse behandeln Max Ritter, Kögler in Bauing. 1928, Hannelius und H. Fink in B. u. E. 1934, Heft 13. Am übersichtlichsten ist das von Fink angegebene Verfahren.

Das Einrechnen der Stützlinie wird an Hand von Abb. 52 wie folgt vorgenommen: Beim unsymmetrischen Gewölbe ist der Scheiteldruck S nicht mehr waagerecht, sondern etwas geneigt; seine waagerechte Komponente H erhält man aus den Momentengleichungen der linken und der rechten Gewölbehälfte um die Durchgangspunkte A und B, wenn man S im Schnittpunkt mit den Auflagervertikalen in die waagerechte Komponente H und eine vertikale zerlegt. Es lauten dann beide Momentengleichungen

$$M_A - H(f-c) = 0 \qquad M_B - H(f+c) = 0.$$

Hieraus folgen H und c zu

$$H = {}^1/_2\,(M_A + M_B)/f \qquad c = {}^1/_2\,(M_B - M_A)/H.$$

M_A und M_B sind dabei die Summen der Momente der Streifengewichte der linken bzw. der rechten Hälfte in bezug auf A und B. Die Ordinate y_{IV} der Stützlinie z. B. im Schnitt IV folgt aus der Momentengleichung vom Scheitel her um den Durchgangspunkt

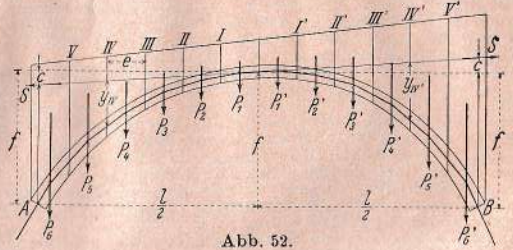


Abb. 52.

der Stützlinie daselbst; dabei denkt man sich wieder den Scheiteldruck S im Schnittpunkt mit Schnitt IV in seine waagerechte Komponente H und eine senkrechte zerlegt. Bezeichnet man mit dem Streifenmoment M_{IV} die Summe der Momente der Streifengewichte vom Scheitel her in bezug auf den Schnitt IV, so mufs sein $H \cdot y_{IV} = M_{IV}$, woraus $y_{IV} = M_{IV}/H$ folgt. Auf der rechten Seite ist entsprechend $y'_{IV} = M'_{IV}/H$.

Die Berechnung der Streifenmomente erfolgt am besten so, dafs immer das folgende mit Benutzung des vorhergehenden ermittelt wird, z. B.

$$M_{IV} = M_{III} + (P_1 + P_2 + P_3)\,e + P_4 \cdot e/2.$$

$$M_V = M_{IV} + (P_1 + \ldots P_4)\,e + P_5 \cdot e/2 \text{ u. s. f. bis zu } M_A \text{ bzw. } M_B.$$

Indem man dann M_A und M_B noch durch unmittelbare Rechnung nachprüft, hat man die Sicherheit, dafs alle Streifenmomente und Ordinaten y richtig sind.

Ist das Gewölbe mit Aufbau symmetrisch, so wird $M_A = M_B$ und $c = 0$, der Scheiteldruck ist waagerecht. Dieses Einrechnen der Stützlinie ist sehr einfach, weil die Streifenbreite e fast immer ein rundes Mafs ist. Der Aufbau wird dabei mit seinem tatsächlichen Gewicht erfafst, so dafs das Verfahren allen im Schrifttum empfohlenen theoretischen Formeln und Gleichungen vorzuziehen ist, die auf Grund irgendeiner mathematisch ausgedrückten Aufbaulast entwickelt wurden.

Genaue Berechnung nach der Elastizitätstheorie[1])

Es handle sich zunächst um einen symmetrischen Bogen AB (Abb. 53); nimmt man das Auflager bei A weg, so entsteht ein bei B eingespannter, frei ausladender Balken. Soll sich am Spannungszustand nichts ändern, dann mufs im linken Ende die Kraft R angebracht werden, die vorher dort gewirkt hat. Aus der Bedingung, dafs bei unveränderlichen Widerlagern der Endquerschnitt A weder eine waagerechte, noch eine lotrechte Ver-

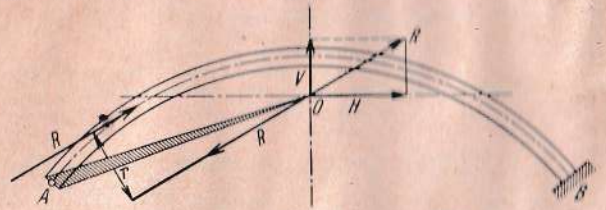


Abb. 53.

schiebung, noch eine Drehung erfahren darf, lassen sich dann drei Gleichungen ableiten, aus denen R in Form von drei Komponenten bestimmt werden kann.

Um dies in möglichst einfacher Form zu bekommen, bringen wir an einem gewissen Punkte O, der in starrer Verbindung mit dem linken Ende zu denken ist (Abb. 53), die Kämpferkraft R zweimal gleich und entgegengesetzt an. Man kann dann die eine Kraft R in V und H zerlegen und die andere mit dem tatsächlichen Kämpferdruck zu einem Kräftepaar vom Moment $M = R \cdot r$ zusammenfassen und erhält dadurch nach Abb. 54 am Punkte O wirkend die drei Reaktionen H, V und M. Wenn der Endquerschnitt seine Lage nicht ändern soll, mufs auch Punkt O in

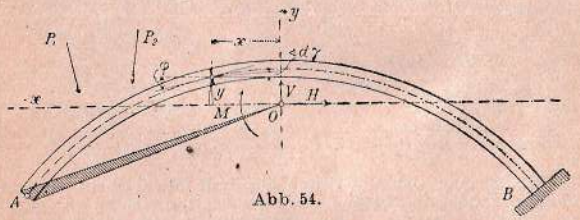


Abb. 54.

Ruhe bleiben, und der Endquerschnitt darf keine Drehbewegung um ihn ausführen. Die Verschiebungen des linken Bogenendes sind bedingt durch die Formänderungen der einzelnen Bogenelemente. Auf jeden Bogenquerschnitt x wirkt ein Biegemoment M_x, eine Normalkraft N_x und eine Querkraft Q_x. Die letztere kann bei der Berechnung der Bogen unberücksichtigt bleiben, weil ihr Einflufs verschwindend ist.

Mit Rücksicht auf Abb. 54 und die dort angedeuteten Achsen erhält man die folgenden Gleichungen:

[1]) Vgl. Mörsch, Schweiz. Bauztg. 1906, Nr. 7 u. 8, und Eisenbetonbau II, 3, Statik der Gewölbe und Rahmen.

1. Verschiebung des Punktes O im Sinne der x-Achse. Die Verschiebung von O nach links infolge der Formänderung eines Elementes ist $dl = d\gamma . y - \Delta ds . \cos\varphi$, also ergibt sich für den ganzen Bogen mit Berücksichtigung einer Wärmezunahme um t^0

$$0 = \int \frac{M_x}{EJ} \cdot ds . y - \int \frac{N_x . ds}{E . F} \cdot \cos\varphi + \alpha t . l,$$

wo α die Wärmedehnzahl bedeutet.

2. Verschiebung von O im Sinne der y-Achse

$$0 = -\int \frac{M_x}{EJ} \cdot ds . x + \int \frac{N_x . ds}{E . F} \cdot \sin\varphi .$$

3. Drehung des linken Endquerschnitts um den Punkt O

$$0 = \int \frac{M_x}{EJ} \cdot ds .$$

Ist M_0 das Moment der äufseren Kräfte P links vom Schnitt x in bezug auf dessen Schwerpunkt oder das Biegemoment, das dort im Falle des rechts eingespannten, Konsolbalkens vorhanden ist, dann ergibt sich für M_x der Ausdruck

$$M_x = M_0 + M - H . y - V . x .$$

Für $N_x . \cos\varphi$ kann ohne praktischen Fehler der Schub H gesetzt werden. Das Integral mit $N_x \sin\varphi$ wird vernachlässigt, weil es gröfstenteils verschwindet, da $\sin\varphi$ auf beiden Bogenhälften verschiedenes Vorzeichen besitzt.

Setzt man die Werte für M_x und $N_x \cos\varphi$ in die obigen drei Gleichungen ein und wählt die Lage des Koordinatensystems, also Punkt O, so dafs

$$\int x . ds/J = 0, \qquad \int y . ds/J = 0, \qquad \int x . y . ds/J = 0$$

wird, so erhält man

$$H = \frac{\int M_0 . y . ds/J + E . \alpha . t . l}{\int y^2 . ds/J + \int ds/F} = \frac{\int M_0 . dw . y + E . \alpha . t . l}{\int dw . y^2 + \int ds/F}$$

$$V = \frac{\int M_0 . x . ds/J}{\int x^2 . ds/J} = \frac{\int M_0 . dw . x}{\int dw . x^2}$$

$$M = -\frac{\int M_0 . ds/J}{\int ds/J} = -\frac{\int M_0 . dw}{\int dw} .$$

Denkt man sich die Bogenachse mit (elastischen) Gewichten $dw = ds/J$ behaftet, so sind die Achsen x und y so zu wählen, dafs

1. der Ursprung O der Schwerpunkt der elastischen Gewichte dw ist;

2. die Achsen x und y so liegen, dafs das Zentrifugalmoment der Gewichte $dw = 0$ ist. Beim vorausgesetzten symmetrischen Bogen ist dies erfüllt, wenn die y-Achse die Symmetrieachse ist und die x-Achse senkrecht auf ihr steht.

Für praktische Zwecke teilt man die Bogenachse in eine gröfsere Anzahl Teile s ein, deren Länge nicht gleich zu sein braucht, wobei aber die Angriffspunkte konzentrierter Lasten mit Teilgrenzen zusammenfallen und rechnet dann die Gewichte $w = s/J$ für die Mitten der Teile aus.

Bezeichnet man die Gröfsen $w . y$ mit w_y, $w . x$ mit w_x, dann erhalten wir die Gleichungen

$$H = \frac{\Sigma M_0 . w_y}{\Sigma y . w_y + \Sigma \frac{s}{F}} \qquad V = \frac{\Sigma M_0 . wx}{\Sigma x . w_x} \qquad M = -\frac{\Sigma M_0 . w}{\Sigma w} ,$$

wobei sich die Gröfsen unter den Σ-Zeichen jeweils auf die Mitten der Bogenteilstücke beziehen. Handelt es sich bei lotrechter Belastung um die Einflufslinien der Komponenten H, V und M, so ist nur eine einzige Last $P = 1$ mit der Abszisse a am Bogen zu denken (Abb. 55).

Alsdann ist für alle Bogenquerschnitte, deren

$$x > a, \; M_0 = 0$$
$$x < a, \; M_0 = -1 . (a - x);$$

somit werden für diesen Belastungsfall die Summen

$$\Sigma M_0 . w_y = -\sum_a^{-l/2} w_y . (a - x)$$

$$\Sigma M_0 . w_x = -\sum_a^{-l/2} w_x . (a - x) \qquad \Sigma M_0 . w = -\sum_a^{-l/2} w . (a - x),$$

d. h. die Summen sind für die Einzelbelastung $P = 1$ gleich den statischen Momenten der Gewichte w_y, w_x, w rechts von der Last in bezug auf die Last. Will man also die Einflufslinien vollständig erhalten, so hat man, von rechts beginnend, der Last $P = 1$ eine Reihe von Angriffspunkten zu geben, die mit den Teilgrenzen der s zusammenfallen, und jedesmal die Momente aller Gewichte w_y, w_x, w rechts vom Angriffspunkt in bezug auf diesen zu berechnen wobei man, ähnlich wie beim Einrechnen der Stützlinien, jedes folgende Moment mit Benutzung des vorhergehenden ermittelt. Die Einflufsordinaten ergeben sich dann, wenn man diese Momente durch die Nennersummen der Ausdrücke für H, V und M dividiert.

Aufser der rechnerischen Lösung ist auch die Zeichnung der Einflufslinien möglich. Der Schwerpunkt O der elastischen Gewichte w wird wegen der gröfseren Genauigkeit eingerechnet. Sodann lassen sich alle vorkommenden Summen, die als statische Momente gedeutet werden können, mit Hilfe von Seilecken darstellen.

Nenner von H oder $\Sigma y . w_y$. Um das statische Moment der Gewichte w_y in bezug auf die x-Achse zu finden, wird das Krafteck 1 mit beliebigem Polabstand h_y gezeichnet, das zugehörige Seileck für waagerecht wirkende w_y nimmt die in Abb. 55a gezeichnete Form an. Wenn die zwischen der ersten und letzten lotrechten Seite liegende Strecke der x-Achse mit n_y bezeichnet wird, so ist

$$\Sigma y . w_y = n_y . h_y .$$

Nenner von V oder $\Sigma x . w_x$. Zur Bestimmung der statischen Momente der Gewichte w_x in bezug auf die y-Achse ist in Abb. 55 das Krafteck 2 gezeichnet mit einer Polweite h_x, das zugehörige von rechts her gezeichnete Seileck ist in c dargestellt, und es folgt, wenn n_x das zwischen die erste und letzte Seite fallende Stück der y-Achse bedeutet,

$$\Sigma x . w_x = n_x . h_x .$$

Zähler von H oder $\Sigma M_0 . w_y = -\sum_a^{-l/2} w_y (a - x)$ für $P = 1$.

Hierzu ist mit dem Krafteck 3, dessen Polweite wieder h_y ist, das in Abb. 55 ersichtliche Seileck b von rechts her gezeichnet,

dann ist das Moment aller rechts gelegenen Gewichte w_y in bezug auf die Last $P = 1$ die unter P liegende Ordinate b, multipliziert mit h_y, und es wird

$$H = \frac{b \cdot h_y}{n_y \cdot h_y + \Sigma (s/F)} = \frac{b}{n_y + 1/h_y \cdot \Sigma (s/F)}.$$

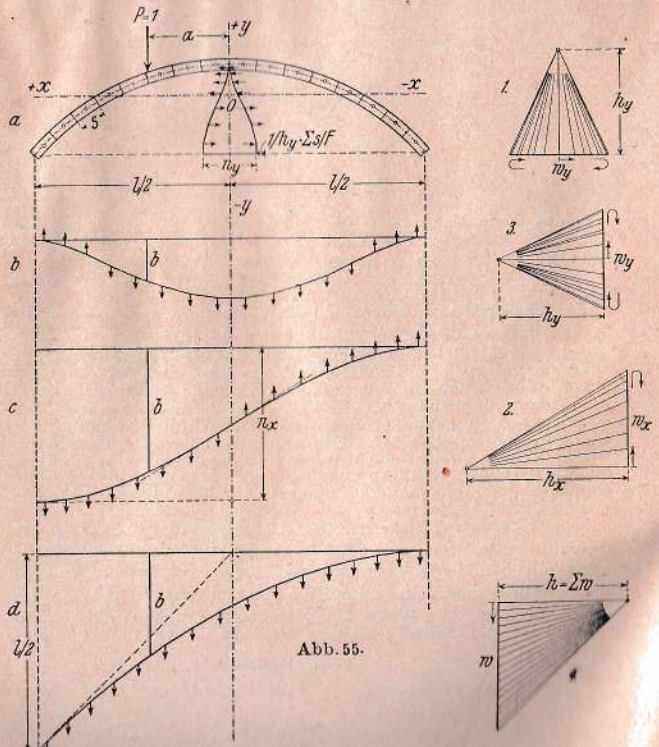


Abb. 55.

Fügt man also zur Strecke n_y noch das zu rechnende Stückchen $1/h_y \cdot \Sigma (s/F)$, das den Einflufs der Formänderung durch die Normalkräfte darstellt, hinzu, so ergibt sich der Nenner des letzten Ausdrucks für H, oder man kann das zuletzt gerechnete Seileck als Einflufslinie von H auffassen, wobei die Einheit des Mafsstabes der Ordinaten b durch die Strecke $n_y + 1/h_y \cdot \Sigma (s/F)$ dargestellt ist, n_y ist eine Länge, ebenso $1/h_y \cdot \Sigma (s/F)$, das im Mafsstabe der Gewölbezeichnung aufzutragen ist.

$$\text{Zähler von } V \text{ oder } \Sigma M_0 \cdot w_x = -\sum_a^{l/2} w_x (a - x) \text{ für } P = 1.$$

Aus dem Seileck c in Abb. 55 folgt das Moment aller rechts gelegenen Gewichte w_x in bezug auf die Last P gleich der unter P vorhandenen Ordinate b, multipliziert mit h_x; also ist

$$V = \frac{b \cdot h_x}{n_x \cdot h_x} = \frac{b}{n_x},$$

oder das gezeichnete Seileck ist die Einflufslinie für V, wenn man als Einheit des Ordinatenmafsstabs die Strecke n_x wählt.

$$\text{Zähler von } M \text{ oder } -\Sigma M_0 w = +\sum_a^{l/2} w (a - x) \text{ für } P = 1.$$

Hierzu ist in Abb. 55 das Krafteck 4 und das Seileck d von rechts her gezeichnet. Die Summe der statischen Momente aller Gewichte w rechts von der Last in bezug auf diese ist dann gleich der zwischen die erste waagerechte Seite und das Seileck fallenden Ordinate b, multipliziert mit der Polweite h; macht man $h = \Sigma w$, so ist

$$M = b \cdot \Sigma w / \Sigma w = b,$$

d. h. es stellen dann diese Ordinaten, als Längen gemessen, unmittelbar den Beitrag der Last $P = 1$ zum Moment M dar.

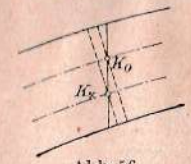


Abb. 56.

Die Einflufsordinaten der Kernmomente werden für einen bestimmten Schnitt $x\,y$ nach der Gleichung

$$M_k = M_0 + M - H \cdot y_k - V \cdot x$$

gerechnet, wo M_0 das Moment der äufseren Kräfte (hier $P = 1$) links vom Schnitt in bezug auf diesen bedeutet. Die Wahl senkrechter Schnitte (Abb. 56) erleichtert die Arbeit insofern, als dann M_0 und $V \cdot x$ für den oberen und unteren Kernpunkt jeweils gleich grofs sind. Für jeden Kernpunkt bzw. jeden Schnitt erhält man eine Tabelle zur Berechnung der Einflufsordinaten der M_k, indem man nacheinander die Last $P = 1$ alle Lagen von 0 bis l annehmen läfst. Die Werte M, H und V sind aus den entsprechenden Einflufslinien zu entnehmen[1]).

Die wandernde Einzellast ist in den Teilpunkten der Bogenstücke anzunehmen.

Für irgendeine Belastung läfst sich auch die Stützlinie zeichnen. Aus den Einflufslinien oder aus den unmittelbar gerechneten Summen erhält man H, V und M, wovon H und V zur Resultierenden R zusammengesetzt werden

$$R = \sqrt{H^2 + V^2}.$$

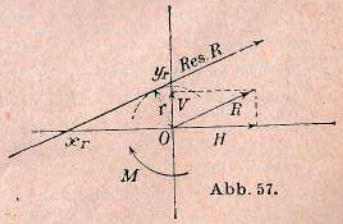


Abb. 57.

Der Abstand r der Resultierenden vom Punkt O ergibt sich aus der Gleichung $R \cdot r = M$ zu $r = M/R$.

---

[1]) Ein nach diesem Verfahren durchgerechnetes Beispiel ist die „Gmündertobelbrücke", vgl. Schweiz. Bauztg. 1909 und Mörsch, Eisenbetonbau II, 3, Statik der Gewölbe und Rahmen.

R ist also Tangente an dem um O mit r beschriebenen Kreis, wobei das Vorzeichen von M angibt, ob die Tangente oben oder unten an den Kreis zu legen ist. Die Abschnitte von R auf den Achsen sind (Abb. 57)

$$x_r = M/V \qquad y_r = M/H.$$

Beanspruchung durch ständige Last beim Stützlinlengewölbe. Hierfür die Einflufslinien zu benutzen, ist zeitraubend und ungenau. Es empfiehlt sich daher, dem Bogen eine solche Form zu geben, dafs seine Achse mit einer Stützlinie für ständige Last zusammenfällt und die Spannungen infolge ständiger Last nach dem folgenden einfachen und sehr genauen Verfahren zu ermitteln.

Wir nehmen wieder das linke Auflager weg und bringen im Schwerpunkt des Endquerschnitts die Reaktionen H_s und V_s an, die der mit der Bogenachse zusammenfallenden Stützlinie für ständige Last entsprechen (Abb. 58). Da der Bogen sich durch die Normalkräfte verkürzt, die Spannweite aber unverändert bleiben

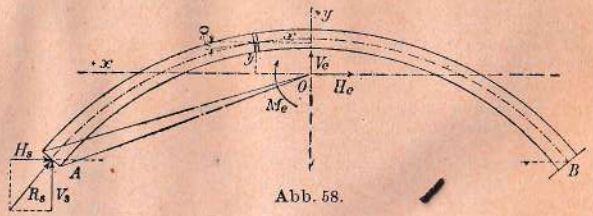


Abb. 58.

soll, so können H_s und V_s nicht seine richtigen Auflagerkräfte sein, und wir bringen daher noch im Punkte O, der in starrer Verbindung mit dem linken Ende zu denken ist, die Ergänzungskräfte H_e, V_e und M_e an.

Schreibt man wieder die Bedingungen für die Unverschieblichkeit des linken Kämpfers an, so ergibt sich für den symmetrischen Bogen $M_e = 0$, $V_e = 0$ und

$$H_e = \frac{-H_s \int ds/F}{\int y^2 \,.\, ds/J + \int ds \,.\, \cos^2 \varphi/F}.$$

Da H_e als Ergänzungskraft klein ist, kann ohne grofse Ungenauigkeit das zweite und gegenüber dem ersten kleine Glied im Nenner, also

$$\int ds \,.\, \cos^2 \varphi/F$$

gleich dem schon berechneten $\int ds/F$ gesetzt werden. Die Randspannungen infolge ständiger Belastung ergeben sich dann

$$\sigma_0 = \frac{H_s}{\cos \varphi \,.\, F} + \frac{H_e \cdot y_{ku}}{W}$$

$$\sigma_u = \frac{H_s}{\cos \varphi \,.\, F} - \frac{H_e \cdot y_{ku}}{W}$$

wobei H_e ohne Vorzeichen mit seinem Zahlenwert einzusetzen ist und $H_s/\cos \varphi = N_s$ am einfachsten als eingeschriebener Strahl dem Krafteck der mittleren Stützlinie entnommen wird.

Will man die tatsächliche Stützlinie zeichnen, so hat man die Kräfte der mittleren Stützlinie mit der Kraft H_e zusammenzusetzen; beide Stützlinien durchschneiden sich auf der x-Achse, R_s und H_e ergeben die tatsächliche Kämpferkraft R (Abb. 59).

Je flacher der Bogen ist, um so kleiner wird $\Sigma w \,.\, y^2$, um so gröfser H_e, um so mehr wird also die tatsächliche Stützlinie von der mittleren im Scheitel und Kämpfer abweichen. Die Biegespannungen infolge H_e lassen unmittelbar den Vorteil erkennen, den provisorische Gelenke hinsichtlich der Spannungen bieten, denn H_e ist in solchem Fall $= 0$. In gleichem Sinne günstig wirkt auch das Gewölbe-Expansionsverfahren (vgl. S. 262), womit ebenfalls in allen Fugen gleichmäfsig verteilte Spannungen bei ständiger Last erzeugt werden.

Beanspruchung durch ständige Last bei anderer Gewölbeform. Hat man die Spannungen in einem Gewölbe nachzuweisen, das nicht die soeben zugrunde gelegte Stützlinienform aufweist, so verfährt man für die Spannungen durch ständige Last am besten wie folgt:

Es sei wieder Symmetrie in Form und Belastung vorausgesetzt. Dann rechnet man eine Stützlinie für ständige Last ein,

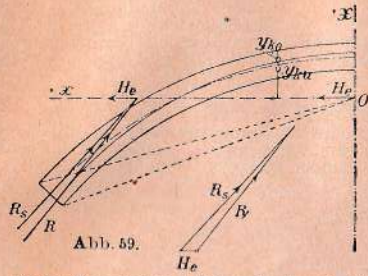


Abb. 59.

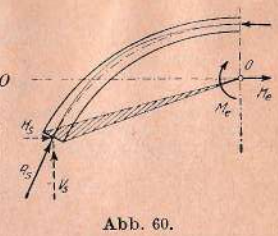


Abb. 60.

die im Scheitel und Kämpfer durch die Fugenmitten geht. Der Voraussetzung gemäfs wird sie nicht mit der Bogenachse zusammenfallen. Bringt man daher am freigemachten linken Bogenende ihre Kämpferkraft R_s an (Abb. 60), so werden durch diese und die Streifengewichte Biegemomente M_s entstehen, die positiv sind, wenn diese Stützlinie oberhalb der Bogenachse liegt, und zwar ist $M_s = H_s \,.\, \eta$, wo η die Ordinatendifferenz beider Linien bedeutet. R_s allein wird nicht die richtige Kämpferkraft sein und bedarf daher noch der Ergänzungskräfte H_e und M_e (V_e ist der Symmetrie wegen $= 0$). Es ist dann

$$M_x = M_s + M_e - H_e \cdot y.$$

Für N_x kann man genügend genau $H_s/\cos \varphi$, also $N_x \,.\, \cos \varphi = H_s$ setzen. Geht man mit diesen Ausdrücken in die allgemeinen Bedingungen für die Formänderung hinein, so folgt schliefslich, wenn der Punkt O und die Achsen wieder genau so gewählt werden:

$$H_e = \frac{\int M_s \cdot y \,.\, ds/J - H_s \int ds/F}{\int y^2 \, ds/J} \qquad M_e = -\frac{\int M_s \,.\, ds/J}{\int ds/J}.$$

Die Randspannungen infolge ständiger Last sind alsdann

$$\sigma_o = N_s/F + (M_s + M_e - H_e \cdot y_{ku})/W$$

$$\sigma_u = N_s/F - (M_s + M_e - H_e \cdot y_{ko})/W.$$

In diesen Ausdrücken sind M_s, M_e, H_e und y_k mit Berücksichtigung ihrer Vorzeichen einzusetzen. Da die Stützlinie durch Scheitel- und Kämpfermitte sich sehr genau einrechnen läfst, so kann M_s genügend genau ermittelt werden. N_s bedeutet die Normalkraft dieser Stützlinie auf einen Bogenquerschnitt.

Einflufs der Wärmeänderung.

Aendert sich die Temperatur des Gewölbes nach seiner Herstellung um t^0, dann entsteht hiervon als einzige Auflagerkraft

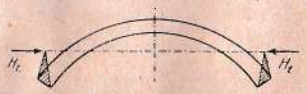


Abb. 61.

$$H_t = \frac{E \alpha t l}{\Sigma w \cdot y^2 + \Sigma (s/F)} = \frac{E \alpha t l}{\Sigma (s/J) \cdot y^2 + \Sigma (s/F)}.$$

Diese Kraft wirkt in der Höhe der x-Achse und ist in fester Verbindung mit dem Endquerschnitt zu denken (Abb. 61). Die Randspannungen folgen aus den Kernmomenten der Kraft H_t, für die einzelnen Schnitte. H_t wird um so gröfser, je gröfser J ist.

Unsymmetrischer Bogen.

Ist der Bogen unsymmetrisch, dann beziehen wir ihn nach Abb. 62 auf ein schiefes Koordinatensystem, dessen y-Achse lotrecht und dessen x-Achse unter einem gewissen Winkel β geneigt ist.

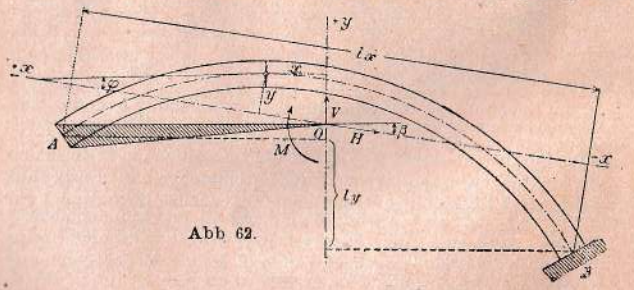


Abb 62.

Aehnlich wie beim symmetrischen Bogen bringen wir die drei Reaktionen H, V und M an dem in fester Verbindung mit dem linken Ende gedachten Punkte O an, und zwar wirke H in der Richtung der x-Achse, V in der Richtung der y-Achse. Geradeso wie beim symmetrischen Bogen erhalten wir die drei Gleichungen, die aus der unveränderten Lage des linken Kämpfers folgen.

Verschiebung im Sinne der x-Achse

$$0 = \int \frac{M_x}{EJ} \cdot ds \cdot y - \int \frac{N_x \cdot ds}{EF} \cos \varphi + \alpha t l_x$$

Verschiebung im Sinne der y-Achse

$$0 = -\int \frac{M_x}{EJ} \cdot ds \cdot x + \int \frac{N_x \cdot ds}{EF} \sin(\varphi - \beta) + \alpha t l_y$$

Drehung um den Punkt O

$$0 = \int \frac{M_x}{EJ} \cdot ds.$$

Hierbei bedeuten l_x und l_y die Projektionen der Kämpferentfernung AB auf beide Achsen. Für M_x setzen wir wieder $M_x = M_0 + M - H \cdot y - V \cdot x$ und näherungsweise $N_x \cdot \cos \varphi = H$ sowie

$$\int N_x \cdot \sin(\varphi - \beta) \cdot ds = 0,$$

alsdann ergeben sich, wenn das Koordinatensystem wieder so gewählt wird, dafs

$$\int x\, ds/J = 0, \quad \int y\, ds/J = 0 \quad \text{und} \quad \int x \cdot y \cdot ds/J = 0,$$

die statisch unbestimmten Auflagerkräfte zu

$$H = \frac{\int M_0 \cdot y \cdot ds/J + E \alpha t l_x}{\int y^2\, ds/J + \int ds/F} = \frac{\Sigma M_0 \cdot w_y + E \alpha t l_x}{\Sigma y \cdot w_y + \Sigma (s/F)}$$

$$V = \frac{\int M_0 \cdot x \cdot ds/J - E \alpha t l_y}{\int \frac{x^2 \cdot ds}{J}} = \frac{\Sigma M_0 \cdot w_x - E \alpha t l_y}{\Sigma x \cdot w_x}$$

$$M = -\frac{\int M_0 \cdot ds/J}{\int ds/J} = -\frac{\Sigma M_0 \cdot w}{\Sigma w}.$$

Der Uebergang zu den Einflufslinien ergibt sich genau so, wie es beim symmetrischen Bogen gezeigt wurde, auch werden die entsprechenden Seilecke in gleicher Weise gezeichnet. Nur bei der $\Sigma y \cdot w_y$ ergibt sich ein Unterschied insofern, als die elastischen Gewichte w_y nicht mehr waagerecht, sondern parallel der x-Achse wirkend anzunehmen sind; das Stück n_y (Abb. 55a) wird dann parallel zur x-Achse zwischen den beiden letzten Seileckseiten gemessen.

Die Achsen x und y müssen durch den Schwerpunkt O der elastischen Gewichte $d w = ds/J$ hindurchgehen; dabei ist die y-Achse lotrecht und die x-Achse unter einem solchen Winkel β geneigt anzunehmen, dafs das Zentrifugalmoment der Gewichte dw, also $\int dw \cdot x \cdot y = 0$ ist.

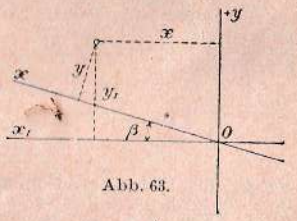


Abb. 63.

Bezeichnet man die Ordinaten der Bogenpunkte in bezug auf die waagerechte x_1-Achse mit y_1, so ist (Abb. 63)

$$y = y_1 \cos \beta - x \cdot \sin \beta$$

und

$$\int x y \cdot dw = \cos \beta \int x y_1 \cdot dw - \sin \beta \int x^2 \cdot dw = 0,$$

woraus

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\int x y_1 \cdot dw}{\int x^2 \cdot dw} = \frac{\Sigma w_x \cdot y_1}{\Sigma w_x \cdot x}.$$

Da die Summe des Nenners ohnedies zu rechnen ist, hat man also zur Ermittlung des Winkels β noch das statische Moment der Gewichte w_x in bezug auf die waagerechte x-Achse auszurechnen.

Die für den symmetrischen Bogen empfohlene Rechnung für ständige Last gilt auch beim unsymmetrischen, sofern man in den drei Gleichungen die Glieder mit $\sin(\varphi - \beta)$ vernachlässigt, was ohne grofsen Fehler geschehen kann. Alsdann ergibt sich für die in der geneigten x-Achse wirkende Ergänzungskraft H_e derselbe Ausdruck, wie er für den symmetrischen Bogen gefunden wurde.

Zur Abkürzung der Rechnung bei Vorentwürfen von eingespannten Gewölben können die von Max Ritter, Kögler und Mörsch[1]) unter gewissen vereinfachenden Annahmen aufgestellten Formeln und Tabellenwerte benutzt werden.

Die früher für Steingewölbe benutzten empirischen Formeln für die Scheiteldicke der eingespannten Gewölbe geben für die Gewölbe aus Eisenbeton zu dicke Abmessungen. Sie sind auch für unbewehrte Betongewölbe nicht geeignet, denn diese sind bezüglich der Wärme- und Schwindspannungen viel ungünstiger daran als ein Bogen aus Quadern. Für diese ist das Schwinden nicht zu berücksichtigen, obgleich es wahrscheinlich auch vorhanden ist; der Unterschied liegt aber im viel kleineren Elastizitätsmafs der natürlichen Steine gegenüber dem Beton. Z. B. beträgt E für Granit nur die Hälfte, für Buntsandstein $^1/_6$ und für Keupersandstein $^1/_{12}$ des für erdfeuchten Stampfbeton $1:2^1/_2:5$ gültigen Wertes. Im gleichen Verhältnis sind die Wärmespannungen solcher Steingewölbe kleiner als unter sonst gleichen Umständen beim Stampfbetonbogen. Deshalb sucht man bei eingespannten Betonbogen mit der kleinsten Dicke auszukommen, damit diese Spannungen möglichst niedrig bleiben. Die Fugendicken läfst man vom Scheitel nach den Kämpfern zweckmäfsig derart zunehmen, dafs ihre Seitenprojektion gleich der Scheiteldicke ist.

Ueber die Zusatzspannungen, die in den Gewölben ohne oder mit Gelenken durch die Zentrifugalkraft bei Kurvenbrücken oder durch Winddruck und der Breite nach einseitige Belastung auftreten, vgl. Mörsch in „B. u. E." 1923, Heft 4.

3. Bogen mit Zugband.

Der unter irgendeiner Belastung vom Bogen ausgeübte waagerechte Schub, der ganz vom Zugband aufzunehmen ist, berechnet sich im Falle des geraden Zugbandes nach der Formel (Abb. 64)

$$H = \frac{\int \frac{M_0}{J} \cdot y \cdot ds + E \cdot \alpha \cdot l(t - t_z)}{\int \frac{y^2 \cdot ds}{J} + \int \frac{ds}{F} + \frac{E}{E_z} \cdot \frac{l}{F_z}}$$

wo M_0 das Biegemoment in einem Bogenquerschnitt für $H = 0$ ist, d. h. wenn der Bogen allein als Balken auf zwei Endstützen wirkt. E_z und F_z bedeuten das Elastizitätsmafs und den Querschnitt des Zugbandes, E das Elastizitätsmafs des Betons vom Bogen. Wärmespannungen treten nicht auf, sofern die Wärmeänderung vom Bogen und Zugband gleich ist. Nach DIN 1075 ist $t - t_z$ mit $\mp 5°$ C zu berücksichtigen.

[1]) Max Ritter, Beiträge zur Theorie und Berechnung der vollwandigen Bogenträger, Berlin 1909, Wilh. Ernst & Sohn. — Kögler, Gewölbetabellen, Berlin 1928, J. Springer. — Mörsch, Eisenbetonbau II, 3 S. 217 u. f., Stuttgart 1936

Für Brückentragwerke dieser Art braucht man die Einflufslinien der Kernmomente der einzelnen Bogenquerschnitte und hierfür zuerst die Einflufslinie von H.

Da solche Bogen immer symmetrisch sein werden, so kann man die angegebene Formel unmittelbar benutzen, um die Einflufsordinaten von H zu rechnen. Zu diesem Zweck teilt man die Bogenachse in Stücke s, wobei Teilgrenzen jedenfalls an die Stellen der Hängestangen fallen, und nimmt statt einer wandernden Einzellast $P = 1$ zwei symmetrische an (Abb 65), so erzeugen diese den doppelten Schub. Man braucht dafür das Zählerintegral

Abb. 64.

$$\int M_0 \cdot y \cdot ds/J = \Sigma (M_0 \cdot y \cdot s/J)$$

nur für den halben Bogen auszurechnen und hat noch die Vereinfachung, dafs die Momente M_0, bezogen auf die Mitten der Teilstücke s leicht auszurechnen sind. Geht man dann von einer Laststellung $P = 1$ (an einer Hängestange) auf die folgende über, so erkennt man, dafs in der neu zu bildenden Zählersumme die Mehrzahl der Glieder aus der vorhergehenden Summe teils unverändert, teils mit einem einfachen Faktor multipliziert übernommen werden können. Wegen der indirekten Uebertragung der Lasten auf den Bogen durch die Längsträger der Fahrbahn und die Hängestangen verläuft die Einflufslinie von H geradlinig zwischen je zwei Hängestangen.

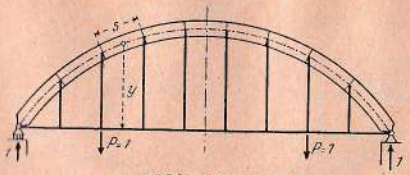


Abb. 65.

Zeichnerisch läfst sich $\int M_0 \cdot y \cdot ds/J$ darstellen als Biegemoment eines Balkens von der Stützweite l an der Stelle a, der senkrecht unter den Mitten der Teilstücke s mit (elastischen) Gewichten $w_y = (s/J) \cdot y$ belastet ist. Denn für die Laststellung $P = 1$ in a ist

$$\Sigma M_0 \cdot \frac{s}{J} \cdot y = \frac{l-a}{l} \sum_0^a w_y \cdot x + \frac{a}{l} \sum_a^l w_y (l - x).$$

Dies ist aber der analytische Ausdruck für eben dieses Biegemoment. In der Zeichnung Abb. 66 ist es $= b \cdot h_y$.

$$\int y^2 \cdot ds/J = \Sigma y \cdot y \cdot s/J = \Sigma y \cdot w_y$$

kann mittels Seileckes als Summe der Momente der waagerecht gerichteten Gewichte w_y in bezug auf das Zugband dargestellt werden, ist also $= n_y \cdot h_y$, sofern das gleiche aber um 90° gedrehte Krafteck dazu benutzt wird.

Fügt man daher zur Strecke n_y noch die gerechneten Strecken

$$1/h_y \; \Sigma (s/F) \text{ und } 1/h_y \cdot l/F_z \cdot E/E_z,$$

so kann man ihre Summe als die Einheit für die abzumessenden Ordinaten b des ersten Seilecks, dieses also als Einflufslinie von H betrachten, denn es ist dann

$$H = \frac{b}{n_y + 1/h_y\,\Sigma(s/F) + 1/h_y \cdot l/F_z \cdot E/E_z}.$$

Auf die Einflufslinien der Kernmomente kommt man mit Hilfe der Formel $M_k = M_0 - H \cdot y_k$, wobei M_0 das Biegemoment bezogen auf den Kernpunkt des Bogenschnittes bedeutet. Setzt man $M_k = y_k\,(M_0/y_k - H)$, so kann man die Einflufslinie des Klammerausdrucks als Unterschied der H-Fläche und der durch y_k geteilten Einflufsfläche von M_0 darstellen. Mit dem auf der Auflagersenkrechten links abgetragenen Abschnitt x_k/y_k findet man das Dreieck der M_0/y_k-Fläche. Beim Auswerten der Einflufsfläche M_k ist der Multiplikator y_k zu beachten. Die Kernpunkte eines Schnittes nimmt man zweckmäfsig senkrecht übereinander bei den Hängestangen an; streng genommen gehören sie dann zu zwei benachbarten radialen Schnitten.

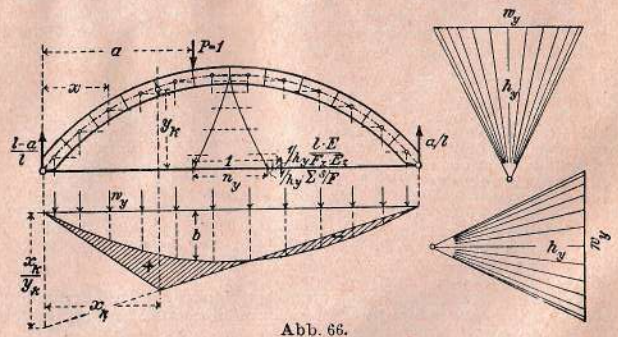


Abb. 66.

Wählt man die Achsform des Bogens nach der Stützlinie für ständige Last, so fällt die tatsächliche Stützlinie nicht mit der Achse zusammen, sondern erhebt sich über diese, weil H_g kleiner wird als der Schub H_s der mittleren Stützlinie. Der Unterschied wird

$$H_e = H_s - H_g = \frac{\Sigma \frac{s}{F} + \frac{l}{F_z} \cdot \frac{E}{E_z}}{\Sigma \frac{y^2 \cdot s}{J} + \Sigma \frac{s \cdot \cos^2 \varphi}{F} + \frac{l}{F_z} \cdot \frac{E}{E_z}} \cdot H_s.$$

Damit findet man die Randspannungen des Bogens bei ständiger Last

$$\sigma_0 = N_s/F + H_e \cdot y_{ku}/W \qquad \sigma_u = N_s/F - H_e \cdot y_{ko}/W,$$

wo $N_s = H_s/\cos\varphi$ aus dem Krafteck zur mittleren Stützlinie entnommen werden kann.

Die Eisen des Zugbandes müssen imstande sein, den gröfsten Bogenschub allein aufzunehmen; sie sind bei solchen Brücken

meist mit Beton umhüllt, daher ist man etwas unsicher wegen des in die Rechnung einzuführenden Wertes für F_z und E_z.

Nach Biegeversuchen kann man annehmen, dafs die Dehnbarkeit des umhüllten Eisens auch durch gerissenen Beton so vermindert wird, wie wenn der Beton noch 8 bis 10 kg/cm² Zug leisten würde. Mit 8 kg/cm² und einem Betonquerschnitt F_b des Zugbandes ergibt dies eine scheinbare, vom Beton geleistete Zugkraft $Z_b = 8F_b$, um die das Eisen im Mittel entlastet wird und deshalb eine verminderte Dehnung ausführt. In der Rechnung kann man dies durch ein erhöhtes Elastizitätsmafs des Eisens vom Zugband berücksichtigen, das man erhält, indem man die unter max H tatsächlich eintretende Verlängerung des Zugbandes, d. h. die Verlängerung seines mit max $H - Z_b$ beanspruchten Eisenquerschnitts F_e gleichsetzt der Dehnung desselben Eisens, wenn es max H allein aufzunehmen hat, dafür aber ein höheres Elastizitätsmafs E_z besitzt. Es ist also

$$\frac{\max H - Z_b}{F_e \cdot E_e} = \frac{\max H}{F_e \cdot E_z},$$

woraus das in die Rechnung einzuführende Elastizitätsmafs des Zugbandes

$$E_z = \frac{\max H}{\max H - Z_b} \cdot E_e$$

folgt. Für den Querschnitt F_z des Zugbandes ist dann nur sein Eisenquerschnitt F_e zu setzen.

Der Bogen mit Zugband kann auch mit anschliefsenden Balkenfeldern verbunden werden. Eine übersichtliche Berechnung eines solchen Tragwerks mit Beispiel ist in Mörsch, Eisenbetonbau II, 3 Statik der Gewölbe und Rahmen, gegeben.

Bemessung der Bewehrung im Gewölbe[1]).

Da sich die Grenzwerte der Spannungen stets aus mehreren Belastungsfällen zusammensetzen und aus Biegung mit Axialkraft zu berechnen sind, so ergibt sich ein übersichtliches Vorgehen nur auf folgendem Weg:

Zunächst werden die Reaktionen genau so ermittelt wie bei einem Bauwerke aus einheitlichem Baustoff, d. h. man läfst in den Ausdrücken für J und F die noch unbekannten Eisen weg, berücksichtigt also nur die reinen Betonquerschnitte des Bogens. Selbstverständlich mufs beim Bogen mit Zugband für dieses ein Querschnitt F_e gleich zu Anfang gewählt werden, den man aus dem Schub der mittleren Stützlinie für Vollast schätzen kann. Nach den gezeigten Verfahren mit Einflufslinien der Kernmomente erhält man so schliefslich die Grenzwerte der Randspannungen σ_d und σ_z der Betonquerschnitte. Praktisch genau ist dann gröfster Druck am oberen Rand gleichzeitig vorhanden mit dem gröfsten Zug am unteren Rand und umgekehrt. Von diesen Grenzwerten σ_d und σ_z kann man nun auf die resultierenden Schnittkräfte M und N oder deren Momente M_e und M_e' in bezug auf die Mitten der Zug- oder Druckeisen schliefsen. Die Eisenmengen F_e und F_e', die einzulegen sind, damit die Druckspannung σ_d sich

[1]) Vgl. hierzu Runderlafs des Reichs- und Preufs. Verkehrsministers v. 16. 6. 1937 — W 2 T 3. 185 — (Bautechn. 1937, Heft 39, S. 490).

auf den zulässigen Betrag ermäfsigt und gleichzeitig die Zugkräfte im Schnitt allein von den Eisen F_e aufgenommen werden, finden sich nach den beim Abschnitt Biegung mit Axialkraft gezeigten Verfahren[1]). Diese Verfahren versagen zuweilen, wenn die Spannungen σ_d und σ_z klein sind; alsdann soll man wenigstens so viel Zugeisen einlegen, dafs es imstande ist, alle Kräfte des Zugspannungskeils aufzunehmen. Die Zugkraft, die auf das Eisen entfällt, ist in solchem Fall

$$Z = \frac{b \cdot d}{2} \cdot \frac{\sigma_z^2}{(\sigma_z + \sigma_d)} \quad \text{und} \quad F_e = \frac{Z}{\sigma_e},$$

wobei σ_z und σ_d als Zahlen ohne Vorzeichen einzusetzen sind.

Die Berechnung der Widerlager und Mittelpfeiler

wird am besten zeichnerisch durchgeführt, indem man die Resultierenden auf die verschiedenen Fugen ermittelt. Bei den Mittelpfeilern kommt dabei einseitige Verkehrslast in Betracht, d. h. man mufs die eine anliegende Oeffnung so belasten, dafs der gröfste Gewölbeschub entsteht. Beim Endwiderlager ist einmal das anschliefsende Gewölbe, das andere Mal die Erdhinterfüllung zu belasten. Ehe man mit dieser Ermittlung der Kräfte beginnen kann, ist eine Form des Widerlagers oder Pfeilers anzunehmen. Falls Auftrieb durch Hochwasser zu berücksichtigen ist, setzt man ihn als im Schwerpunkt des verdrängten Wasserkörpers nach oben gerichtete Kraft zum Schlufs mit der Resultierenden auf die Fundamentfläche zur endgültigen Resultierenden zusammen.

Falls es sich um Dreigelenkbogen handelt, kann man für die Fugen der Pfeiler und Widerlager auch Einflufslinien der Kernmomente zeichnen und für die Verkehrslasten auswerten. Dasselbe ist übrigens auch möglich, wenn die Gewölbe eingespannt sind. Indessen genügt meist die angegebene einseitige Belastung. Beim Endwiderlager ist aufserdem die Wärmeänderung und das Schwinden des Bogens von Einflufs, wenn ein eingespanntes Gewölbe anschliefst.

Die Elastizität der Mittelpfeiler wird bei Gewölben ohne Gelenke im allgemeinen nicht berücksichtigt, d. h. man setzt die Kämpfer als vollkommen eingespannt voraus. Vergleichende Rechnungen haben indessen gezeigt, dafs die Elastizität der Mittelpfeiler nur dann die Spannungen in den Gewölben beeinflufst, wenn die Pfeiler hoch sind, wenn es sich also um viaduktähnliche Bauwerke handelt. Ein dahingehendes Rechnungsverfahren, das von dem oben gezeigten des eingespannten Bogens ausgeht, ist von Dr.-Ing. Pichl im Bauing. 1921 erschienen.

[1]) Ausführliches hierüber mit zweckmäfsigen Tafeln für alle vorkommenden Fälle s. Mörsch, Eisenbetonbau, 6. Aufl. I., 1 und die auf Grund der Eisenbetonbestimmungen v. J. 1932 erweiterten „Bemessungstafeln für das Entwerfen von Eisenbetonbauten". Stuttgart 1932, Konrad Wittwer.

Silos[1]).

Bearbeitet von Regierungs- u. Baurat a. D. Dr.-Ing. Walter Nakonz, Berlin.

Allgemeines.

Silos sind Behälter von regelmäfsiger, meistens rechteckiger Grundrifsform und dienen zur Aufnahme trockener Lagergüter, die oben hineingeschüttet werden und unten durch besondere Oeffnungen abgezapft werden oder herausfliefsen können.

Die Silos unterscheidet man nach der Art der Lagergüter, die Kohle, Asche, Erze, Steine, Gips, Zement, Getreide, Mehl, Zucker, Malz u. dergl. sein können. Weiterhin wird ein Unterschied gemacht zwischen gröfsräumigen Silos, bei denen die Höhenabmessungen im Verhältnis zur Grundfläche gering sind, und engräumigen oder Zellensilos, bei denen hohe Zellen von rechteckigem, sechseckigem, achteckigem oder Kreisquerschnitt aneinandergereiht sind.

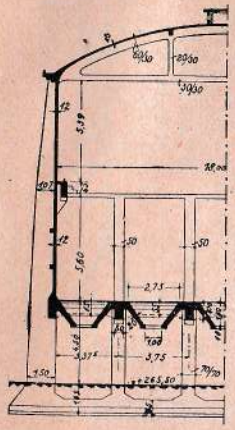


Abb. 1.

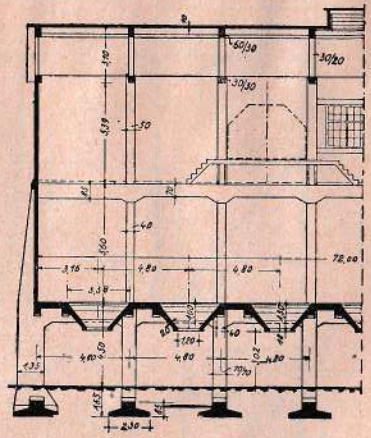


Abb. 2.

Die allgemein bekannten Vorzüge des Eisenbetons gegenüber anderen Baustoffen sind bei Silos besonders wertvoll, so dafs diese heute fast ausschliefslich aus Eisenbeton hergestellt werden. Den Regelfall bildet hierbei die monolithische Bauweise; gelegentlich sind für den Bau der Zellenwände auch besonders hergestellte Betonformsteine verwendet worden, um an Kosten und Zeit für die Schalung zu sparen. Nur noch vereinzelt trifft man Silos aus Eisenfachwerk mit dazwischengespannten Betonwänden oder -kappen, ferner aus Ziegelsteinen mit dann meistens kreisrundem Querschnitt und schliefslich, in einfacheren Fällen, Silos aus Holz.

Chemische Angriffe des Betons durch das in den Silos lagernde Gut sind nicht zu befürchten, solange es einigermafsen trocken eingebracht und aufbewahrt wird. Bei Stein- und Braunkohlen, die reich an Schwefelkies sind und sehr feucht eingefüllt werden, können sich bei reichlichem Luftzutritt und langer Lagerung schweflige Säuren bilden, die den Beton

[1]) Dörr, Silos. Handbuch für Eisenbeton, 4. Aufl., VIII. Bd. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

angreifen. Um das zu verhüten, schliefse man derartige Silos oben soweit als möglich ab, damit der Zutritt frischer Luft und die hierdurch bedingte Zersetzung der Kohle eingeschränkt werden, und ordne aufserdem einen dichten inneren Wandputz an; er empfiehlt sich auch bei Silos für Gips und Zucker.

Als ein Beispiel für grofsräumige Silos ist in Abb. 1 u. 2 ein Erzbunker der Grube St. Marie dargestellt. Er ist 18 m breit und 72 m lang und durch drei Zwischenwände in vier Einzelzellen unterteilt. Der Boden ist waagerecht und wird durch Eisenbetonbalken und -säulen getragen; in jedem Felde ist ein Auslauftrichter vorhanden. Die 12 cm starken Wandungen stützen sich gegen biegungsfeste Eisenbetonsäulen, die in den Fundamenten eingespannt sind. Die Beschickung erfolgt durch eine Schiebebühne, auf die die Erzwagen gefahren werden.

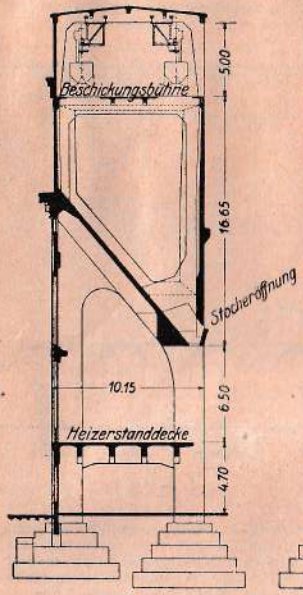


Abb. 3.

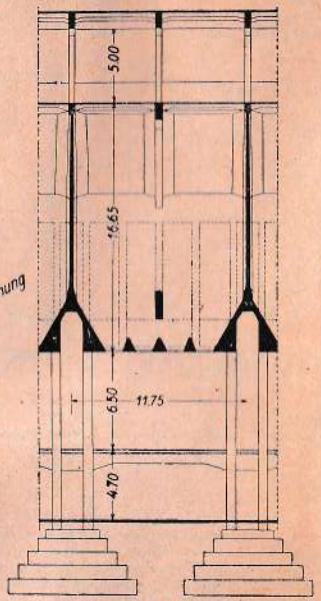


Abb. 4.

Abb. 3 u. 4 zeigen einen Kohlenbunker der Leunawerke, der wegen seiner mächtigen Abmessungen auch noch als grofsräumiger Silo bezeichnet werden kann. Die Breite des Bunkers beträgt rd. 10 m, seine gröfste Höhe 16,65 m, die Länge einer Zelle 11,75 m. Entsprechend der Zahl der vorhandenen Dampfkessel ist eine grofse Anzahl von Zellen in der Längsrichtung aneinandergereiht (einreihige Zellenanordnung). Im Boden einer jeden Zelle sind vier Trichteröffnungen vorhanden. Der Abflufs der Kohle erfolgt einseitig; der Schrägboden hat eine Neigung von 50° gegen die Waagerechte. Mit Rücksicht auf die grofse Zellenlänge ist in der Mitte einer jeden Zelle noch ein geschlossener Rahmen vorgesehen, der die

Spannweite der Wandungen gegen den Kohledruck hälftet und seinerseits in den Wandungen bzw. dem Schrägboden aufgehängt ist. Die Beschickung des Bunkers erfolgt von oben durch zwei Hängebahnen[1]).

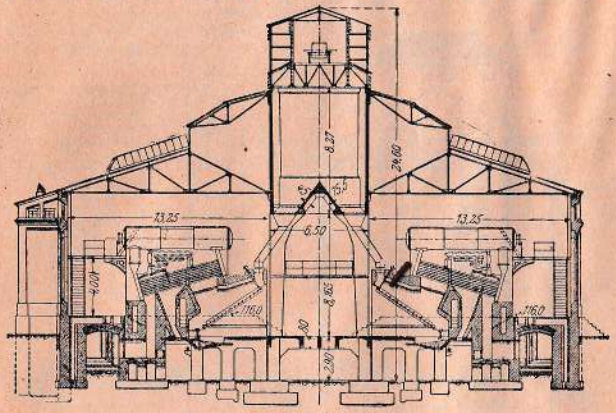


Abb. 5.

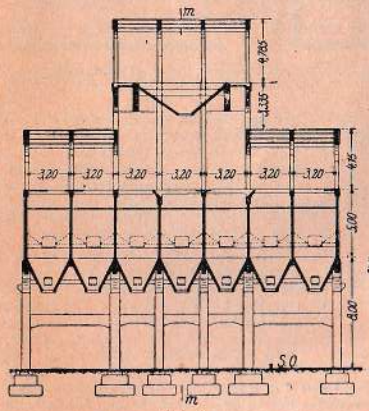


Abb. 6.

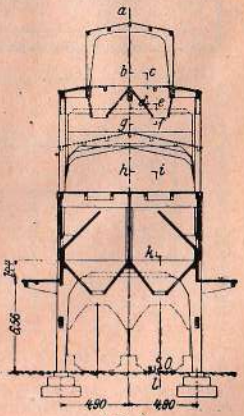


Abb. 7.

[1]) Escher: Neuere Kohlenlagerhäuser in Eisenbeton. Beton u. Eisen 1920, Heft 16 bis 20, und 1921, Heft 2 bis 8. Ferner: Beton u. Eisen 1923, Heft 5 u. 6. Kaiser: Kokskohlenturm der Kruppschen Zeche Hannibal I bei Bochum. Beton u. Eisen 1925, Heft 11. l'Allemand: Neuere Ausführungen von Bunkeranlagen für Braunkohlenwerke.

Abweichend von dem vorgenannten Kohlensilo sind bei dem Silo unter Abb. 5, einer Bunkeranlage der Ilse Bergbau AG. auf der Grube Erika, Trichteröffnungen auf beiden Seiten des 6,5 m breiten Silos vor-

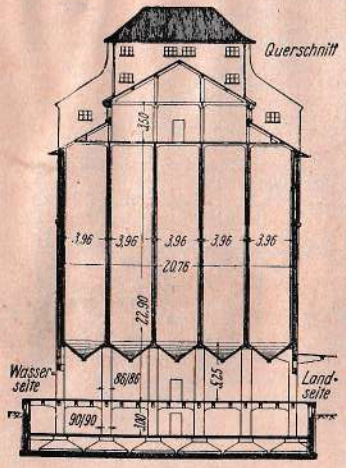


Abb. 8.

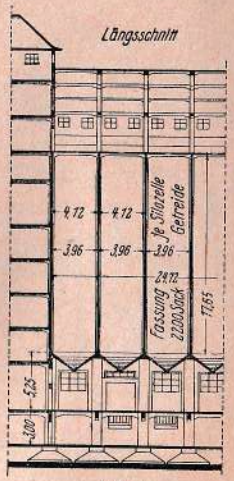


Abb. 9.

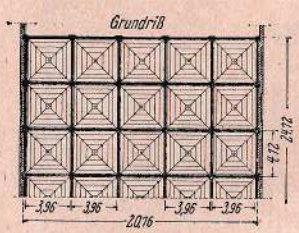


Abb. 10.

handen, da hier beiderseits der Zellenreihe die Dampfkessel angeordnet sind. Das senkrechte Gewicht der Füllung wird von den beiden Schrägböden, die in ihrer Zusammensetzung einen steifen dreieckigen Querschnitt bilden, unmittelbar auf die Bunkerstützen, die 6,55 m Abstand haben, übertragen.

In den Abb. 6 u. 7 sind die Bunker der Koksaufbereitungsanlage eines grofsen Gaswerkes dargestellt. Der Koks wird mit einer Hängebahn angefahren, über Rüttelsiebe, die über den Bunkern aufgestellt sind, geleitet, nach verschiedenen Körnungen getrennt und dann in die vorgesehenen Zellen gefüllt. Aus den Silos kann der Koks nach unten in Eisenbahnwagen und seitlich durch besondere Seitenverschlüsse in eine Hängebahn zu beiden Seiten des Bunkers abgelassen werden. Im ganzen sind 14 Bunker vorhanden, die in zwei Reihen angeordnet sind. Zu erwähnen sind die schrägen Rutschflächen, die zu den seitlichen Bunkerausläufen führen, deren Bedienung von Laufstegen an den Längsseiten des Bunkers aus erfolgt.

Abb. 8 bis 10 geben einen Zellensilo wieder, der im Rheinhafen zu Ztrafsburg zur Ausführung gelangt ist. Die in fünf Reihen angeordneten Zellen haben quadratische Grundrifsfläche mit 3,96 m lichter Seitenlänge,

ihre Höhe beträgt rd. 18 m. In der Mitte des Trichterbodens liegt die Ausflufsöffnung[1]).

Häufig empfiehlt sich bei Zellensilos der kreisförmige Grundrifs. Durch die meistens unbenutzbaren Hohlräume zwischen den Zellen gehen zwar von der zur Verfügung stehenden Grundrifsfläche rd. 20 vH. verloren; aber ausgeglichen wird dieser Nachteil durch den Umstand, dafs die Zellenwände bei den üblichen Abmessungen keinen Biegungsbeanspruchungen unter-

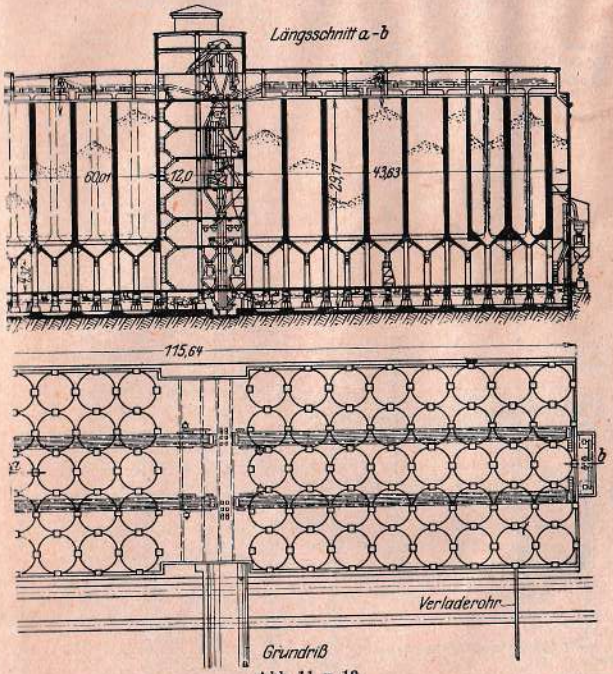


Abb. 11 u. 12.

liegen und im allgemeinen nur auf axialen Zug zu entwerfen sind[2]). Die Abb. 11 u. 12 zeigen einen derartigen Getreidesilo im Hafen von Neapel mit 19 · 5 = 95 Rundzellen.

Für die Herstellung hoher Silos wird mit Vorteil eine Gleitschalung verwendet. Sie setzt indessen einen auf die ganze Höhe möglichst gleichbleibenden Querschnitt voraus, da jede Aenderung hierin einen Umbau der

[1]) Beton u. Eisen 1920, Heft 6 u. 7/8 Kina: Vom Bau eines Getreidesilos der Hansamühle in Bremen.

[2]) Vgl. Bautechn. 1926, Heft 44, Buhle: Neuer Auslandkornspeicher der Amme, Giesecke & Konegen AG., Braunschweig.

Gleitschalung bedingt und den gleichmäfsigen Fortschritt des Betoniervorganges unterbricht. So ist bei dem in den Abb. 13 u. 14 dargestellten Malzsilo die Wandstärke der Zellen bis obenhin unverändert geblieben.

Statische Berechnung.

Die Berechnung des Innendrucks, den das Füllgut auf Wände und Böden ausübt, erfolgt nach der Erddrucktheorie. Ihre Voraussetzungen treffen hier sogar meistens besser zu als bei Erdreich, das ungleichmäfsiger zusammengesetzt und je nach der Art des Hinterfüllens verschieden gelagert und verschieden druckreich ist. Anderseits handelt es sich bei Silos nicht nur um den Druck einer ruhenden Masse, sondern diese gerät ganz oder teilweise durch Oeffnen des Abzapfverschlusses in Bewegung. Versuche bei Getreidesilos haben ergeben, dafs bei geöffnetem Verschlusse der Innendruck bis zu 10 vH. gröfser werden kann als bei der ruhenden Masse. Nach dem Einfüllen wird der Seitendruck in dem Mafse, wie sich das Gut fester lagert, etwas abnehmen. Eine Abminderung des Wanddrucks tritt in den Ecken und des Bodendrucks in dem untersten Teil zwischen spitzwinklig sich schneidenden Trichterböden ein, was durch die gröfsere Reibung an den Wandflächen und durch eine Art Verspannung oder Gewölbewirkung zu erklären ist. Diese Ungleichheiten werden bei der Ermittlung des Druckes nicht berücksichtigt, und es wird mit der ruhenden Masse gerechnet.

Eine lineare Zunahme des Wanddrucks mit zunehmender Tiefe entsprechend der Erddrucktheorie kann

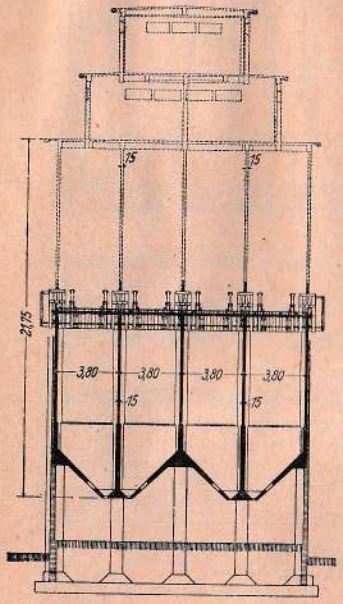


Abb. 13.

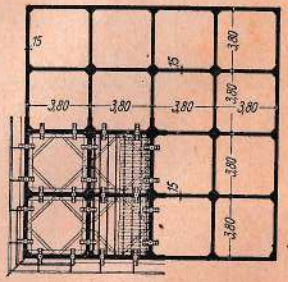


Abb. 14.

nur bei grofsräumigen Silos in Frage kommen, solange der Böschungswinkel die obere Begrenzungslinie des Füllgutes innerhalb des Silos schneidet. Bei engräumigen Silos nimmt die Reibung des Lagergutes an den Wänden einen zu berücksichtigenden Teil seines Gewichtes auf und verlangsamt, wie noch gezeigt werden wird, die Zunahme des Wanddrucks, der sich sehr bald asymptotisch einem Grenzwert nähert.

Bei grofsräumigen Silos ist der einfacheren und sicheren Rechnung wegen die Reibung zwischen Füllung und Wandflächen zu vernachlässigen; demnach wird bei waagerechter Oberfläche des Inhaltes, die meist in Frage

kommt, nach der Lehre vom Erddruck in der Tiefe h der waagerechte Innendruck auf die Flächeneinheit

$$p_w = \gamma \,.\, h \,.\, \mathrm{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right),$$

wenn γ das Gewicht der Raumeinheit des Füllgutes und φ seinen natürlichen Böschungswinkel bedeuten. Auf die unter dem $\sphericalangle \alpha$ gegen die Waagerechte geneigte Flächeneinheit (Abb. 15) wirken der waagerechte Druck

$$p_w = \gamma \,.\, h \,.\, \mathrm{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \,.\, \sin\alpha$$

und das senkrechte Gewicht

$$p_s = \gamma \,.\, h \,.\, \cos\alpha.$$

Beide zusammen ergeben senkrecht zur Wandfläche den Einheitsdruck

$$p = p_w \,.\, \sin\alpha + p_s \,.\, \cos\alpha$$

$$= \gamma \,.\, h \left[\mathrm{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \sin^2\alpha + \cos^2\alpha\right]$$

und parallel zu ihr die Kraft

$$p_t = p_s \,.\, \sin\alpha - p_w \,.\, \cos\alpha$$

$$= \gamma \,.\, h \,.\, \sin\alpha \,.\, \cos\alpha \left[1 - \mathrm{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)\right].$$

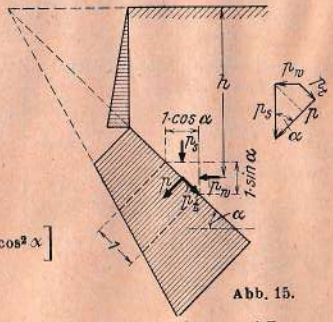


Abb. 15.

In Abb. 15 sind die Druckfiguren der lotrecht zu den Wandflächen wirkenden Innendrücke zur Darstellung gebracht. γ und φ sind der Tafel auf S. 298 zu entnehmen.

Bei einem hohen Silo mit kleinem Querschnitt liefern die obigen Formeln zu grofse Drücke. In welcher Weise die Entlastung durch die Reibung an den Seitenwänden zu berücksichtigen ist, haben Janssen in der Z. d Vdl., Jahrg. 1895, und Koenen im Z. d B., Jahrg. 1896, gezeigt. Führt man an weiteren Bezeichnungen noch

φ' den Reibungswinkel zwischen Wand und Füllgut,
F die Grundrifsfläche der Silozelle und
U ihren Umfang

ein, so gilt mit $\mu = \mathrm{tg}\,\varphi'$ gemäfs Abb. 16

$$F \,.\, d\,p_s = \gamma \,.\, F \,.\, dh - \mu \,.\, p_w \,.\, U \,.\, dh,$$

woraus

$$dh = \frac{d \,.\, p_s}{\gamma - \dfrac{\mu \,.\, p_w \,.\, U}{F}}.$$

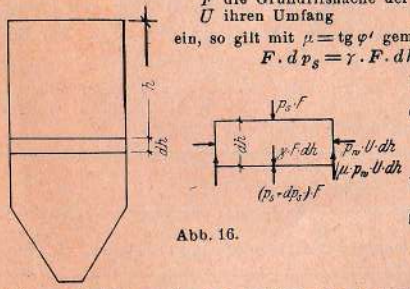


Abb. 16.

Wird jetzt $\dfrac{p_w}{p_s} \cdot \mu = k$ gesetzt, dann wird

$$dh = \frac{d \,.\, p_s}{\gamma - \dfrac{k \,.\, U}{F} \cdot p_s}.$$

Hieraus findet man durch Integrieren die Janssenschen Formeln:

$$p_s = \frac{F \,.\, \gamma}{U \,.\, k}\left(1 - e^{-\frac{U}{F} \cdot k \cdot h}\right) \quad \text{und} \quad p_w = \frac{F \,.\, \gamma}{U \,.\, \mu}\left(1 - e^{-\frac{U}{F} \cdot k \cdot h}\right),$$

e ist hierbei die Basis der natürlichen Logarithmen $= 2{,}7183$.

Für $h = \infty$ werden der gröfste senkrechte Druck

$$p_{s\,\max} = \frac{F.\gamma}{U.k}$$ und der gröfste waagerechte Druck $$p_{w\,\max} = \frac{F.\gamma}{U.\mu}.$$

Koenen benutzt dieselbe Entwicklung, setzt aber für $k = \frac{p_w}{p_s} \cdot \mu$ aus der Erddrucktheorie den Wert

$$k = \frac{\gamma.h.\operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\gamma.h} \cdot \operatorname{tg}\varphi' = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \operatorname{tg}\varphi'$$

ein und kommt dann zu folgenden Beziehungen:

senkrechter Druck

$$p_s = \frac{F.\gamma}{U} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).\operatorname{tg}\varphi'} \left[1 - e^{-\frac{U.h}{F} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).\operatorname{tg}\varphi'}\right]$$

waagerechter Druck

$$p_w = \frac{F.\gamma}{U} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg}\varphi'} \left[1 - e^{-\frac{U.h}{F} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).\operatorname{tg}\varphi'}\right]$$

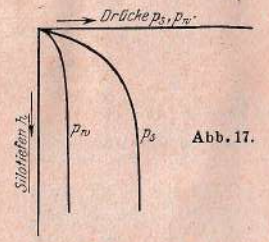


Abb. 17.

gröfster senkrechter Druck

$$p_{s\,\max} = \frac{F.\gamma}{U.\operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).\operatorname{tg}\varphi'}$$

gröfster waagerechter Druck

$$p_{w\,\max} = \frac{F.\gamma}{U.\operatorname{tg}\varphi'}.$$

Abb. 17 zeigt die Gestalt der logarithmischen Kurven, die sich nach den vorstehenden Formeln für die Drücke p_s und p_w ergeben. Die Anwendung der Koenenschen Formel ist sehr einfach, da für das spez. Raumgewicht γ und den Böschungswinkel φ genügend Erfahrungswerte vorliegen, die weiter unten zusammengestellt sind. Der Reibungswinkel φ' zwischen der Wand und dem Füllgute kann bei ungeputzten Eisenbetonwänden unbedenklich gleich dem vollen Böschungswinkel ($\varphi' = \varphi$) gesetzt werden; bei glatt geputzten Wänden nehme man $\varphi' = \frac{3}{4}\varphi$. Zur Erleichterung der Rechnung diene die nachstehende Zusammenstellung der Werte $\operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$, $\operatorname{tg}\varphi'$ und $k = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).\operatorname{tg}\varphi'$, wenn $\varphi' = \varphi$ bzw. $= \frac{3}{4}\varphi$ ist, für Böschungswinkel φ von 20° bis 50°.

φ	$\operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$	$\varphi' = \varphi$: $\mu = \operatorname{tg}\varphi'$	$\varphi' = \varphi$: $k = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).\operatorname{tg}\varphi'$	$\varphi' = \frac{3}{4}\varphi$: $\mu = \operatorname{tg}\varphi'$	$\varphi' = \frac{3}{4}\varphi$: $k = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).\operatorname{tg}\varphi'$
20°	0,490	0,364	0,178	0,268	0,131
25°	0,406	0,466	0,189	0,339	0,138
30°	0,333	0,577	0,192	0,414	0,138
35°	0,271	0,700	0,190	0,493	0,134
40°	0,217	0,839	0,182	0,577	0,126
45°	0,171	1,000	0,172	0,668	0,115
50°	0,132	1,192	0,158	0,767	0,102

Lufft hat an zahlreichen Druckversuchen in Silozellen[1]) die Janssenschen und Koenenschen Formeln nachgeprüft und ihren Aufbau als vollkommen richtig bestätigt gefunden. Die Koenenschen Formeln liefern bei Getreide als Füllgut für Silotiefen bis zur doppelten Zellenbreite richtige, darüber hinaus zu grofse Werte. Daher empfiehlt Lufft bei sehr hohen Zellen die Janssenschen Formeln, bei denen dann μ und k durch Versuche festzustellen bzw. ausgeführten Versuchen zu entnehmen sind, die bei Getreide ein μ von 0,44 bis 0,66 und ein k von 0,26 bis 0,30 ergeben haben. Die folgende Zusammenstellung ist dem Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. XIV, S. 41 entnommen und gibt die spez. Raumgewichte γ und Böschungswinkel φ für verschiedene Füllgüter wieder[2]).

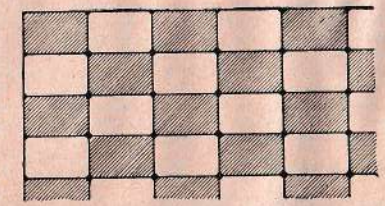


Abb. 18.

Füllgut	Raumgewicht γ kg/m³	Böschungswinkel φ Grad
Gaskohle	800—900	45
Bituminöse Kohle	750—900	35
Anthrazitkohle	835	27
Braunkohle, trocken	650—780	45—55
Asche	640—720	40
Koks	400—600	45
Kleinschlag	1600—1800	45
Erz (Minette)	1700—1800	40—45
Sand	1400—1800	35—45
Zement	1400	40
Karbid	900	28
Salz	1250	40
Malz	530	22
Weizen	780—840	25—28
Gerste	630—690	27
Hafer	430—460	28—38
Roggen	720—800	27—35
Bohnen	740	30—32
Erbsen	800	25
Leinsamen	660—690	25
Raps	700—720	25
Mais	700—800	28

Der Ermittlung des Innendrucks, den das Füllgut ausübt, folgt die Berechnung der Wände und Böden. Sie bietet bei grofsräumigen Silos, deren Wandungen meistens in Platten und Balken aufgelöst sind (Abb. 1, 2),

[1]) Druckverhältnisse in Silozellen. Ein Beitrag zur Berechnung von Silos von F. Lufft, Reg.-Baumeister. 2. Aufl., 1920. Wilh. Ernst & Sohn. Ferner Beton u. Eisen 1921, Heft 6 u. 9/10. Pieters: Vereinfachung der Berechnung der Silos. Beton u. Eisen 1923, Heft 12 u. 14. Nowalek: Statische Berechnung von zusammenhängenden Zellen.

[2]) Vgl. auch Die Druckverteilung in der Silozelle und im Baugrunde von Ar. Ing. O. K. Fröhlich in Beton u. Eisen 1934, S. 268 u. f.

selten Schwierigkeiten. Bei Zellensilos mit rechteckigen Zellen liegen oft sehr verwickelte statische Verhältnisse vor, da im Grundrifs eine Reihe von Rahmen aneinandergefügt sind, deren ungünstigste Feldmomente bei abwechselnder Füllung der einzelnen Zellen auftreten (Abb. 18). Zur Vereinfachung der Rechnung ist es stets zulässig, die Kontinuität nach jeder Richtung hin nur über drei Zellen auszudehnen. Aber auch dann wird der Rechenaufwand noch sehr erheblich, so dafs man sich meistens damit begnügt, jede Zelle für sich als geschlossenen Rahmen zu betrachten, der ohne Verbindung mit den Nachbarzellen steht. Unter dieser Voraussetzung werden bei dem rechteckigen Rahmen mit der Länge l und der Breite b, dessen vier Seiten den gleichmäfsigen Innendruck p auf die Längeneinheit erfahren (Abb. 19),

das Eckmoment $M_E = -\frac{p}{12} \cdot \frac{b^3 + l^3}{b + l}$,

das Moment in der Mitte der Seite l $M_l = \frac{p\,l^2}{8} - \frac{p}{12} \cdot \frac{b^3 + l^3}{b + l}$ und

" " " " " " " b $M_b = \frac{p\,b^2}{8} - \frac{p}{12} \cdot \frac{b^3 + l^3}{b + l}$.

Bei einer quadratischen Zelle mit $b = l$ werden das Eckmoment

$$M_E = -\frac{p\,l^2}{12}$$

und das Feldmomen

$$M_l = +\frac{p\,l^2}{24}.$$

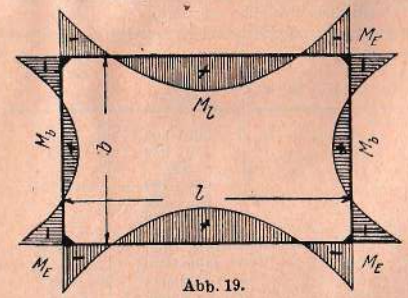


Abb. 19.

Bei ihr wie überhaupt bei jeder Zelle, deren Grundrifs ein regelmäfsiges Vieleck ist, kann eine Verdrehung der Ecken nicht stattfinden, und es ist daher auch theoretisch einwandfrei, bei derartigen Zellen jede einzelne für sich, ohne Zusammenhang mit den übrigen, zu betrachten. Die für die quadratische Zelle angegebenen Momentenformeln sind demnach, mit den folgenden Einschränkungen, als genau anzusehen.

Die obigen für die Momente der rechteckigen und quadratischen Zelle angegebenen Formeln setzen für alle vier Seiten gleiche und unveränderliche Trägheitsmomente voraus. Infolge der Eckverstärkungen (Abb. 20 oder besser Abb. 21) und der dadurch bedingten Veränderlichkeit der Trägheitsmomente werden in Wirklichkeit die Eckmomente gröfser und die Feldmomente kleiner. Dem braucht im allgemeinen nicht Rechnung getragen zu werden, da in den Ecken fast immer mehr Material vorhanden ist, als rechnerisch notwendig ist, und bei den Feldern kann es im Hinblick auf die überaus vereinfachten Rechnungsannahmen bei rechteckigen Zellen nur erwünscht sein, sich mit den obigen Formeln auf der sicheren Seite zu bewegen.

Je mehr die Zellen im Grundrifs von der quadratischen Form abweichen, desto gröfser wird der Einflufs der Nachbarzellen. Genauere Untersuchungen von Ritter[1]) unter Berücksichtigung des Zusammenhanges der Zellen haben ergeben, dafs nur bei den kürzeren Seiten b die Feldmomente gröfser werden können, als sie die obigen Formeln unter der vereinfachenden Annahme ergeben, dafs jede Zelle für sich betrachtet

[1]) Beitrag zur Berechnung rechteckiger Silozellen in Eisenbeton von Dr.-Ing. Alfred Ritter. Stuttgart 1916, Konrad Wittwer.

werden kann. Es empfiehlt sich daher, bei den kurzen Seiten lieber etwas reichlich zu dimensionieren, im übrigen aber so wenig wie möglich von der quadratischen Grundrifsform abzuweichen.

Durch den Innendruck werden die Wände auf Biegung und Axialzug beansprucht. Bei den Zwischenwänden ist es dabei günstig, dafs

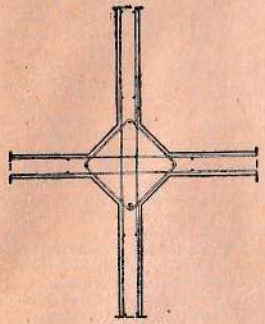


Abb. 20.

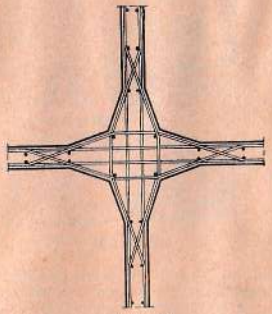


Abb. 21.

die gröfste Biegungsbeanspruchung nicht mit dem gröfsten Zug zusammentrifft. Dieser tritt auf, wenn beiderseits der betreffenden Wandung die Zellen gefüllt sind; eine Biegungsbeanspruchung entsteht dann nicht (Abb. 22); letztere erreicht dagegen ihren höchsten Wert bei einseitiger Füllung, der Axialzug wird auf die Hälfte seines gröfsten Wertes vermindert (Abb. 23).

Zellen mit kreisförmigem Grundrifs werden, wie bereits oben erwähnt, im allgemeinen nach der Ringformel $\sigma \cdot d = r \cdot p$ nur auf axialen Zug berechnet; die auftretende Ringspannung σ wird als gleichmäfsig verteilt über den Querschnitt von der Stärke d angenommen. Die Anwendung der Formel setzt aber voraus, dafs die Formänderung der Zellen nach keiner Richtung hin beschränkt ist. Bei dem in Abb. 24 bis 26 dargestellten Silo der Zementfabrik Hemmoor sind aus diesem Grunde die 1) einer Reihe angeordneten 6 Zellen durch einen 5 cm breiten Zwischenraum voneinander getrennt. Erfolgt dies nicht, sondern sind, wie in den Abb. 11 u. 12, die Mantelflächen der nebeneinanderliegenden Zellen an den Berührungsstellen verbunden, so haben diese keine freie Beweglichkeit mehr. Wenn z. B. alle Zellen gleichmäfsig gefüllt sind, werden die zwischen den Berührungspunkten liegenden Teile der Zellenwände durch den Innendruck nach aufsen gedrückt, die Berührungspunkte selbst aber werden festgehalten. Die hierbei auftretenden Biegungsmomente müssen bei hohen und weiten Zellen untersucht werden. Ihre Vernachlässigung hat schon mehrfach zu senkrechten Rissen der Wände und zu Schäden geführt.

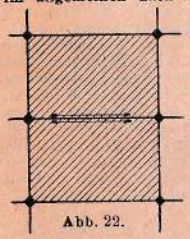


Abb. 22.

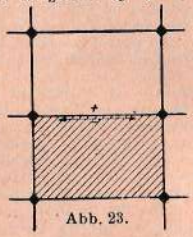


Abb. 23.

Zu den in senkrechten Schnitten auftretenden Beanspruchungen der Wandungen treten noch die senkrechten Lasten, die durch das auf den

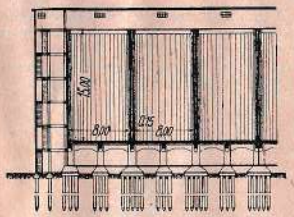


Abb. 24.

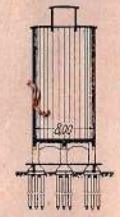


Abb. 25.

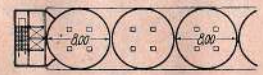


Abb. 26.

Siloböden ruhende Gewicht der Füllung, zum Teil auch durch deren Reibung an den Wandungen auf diese übertragen werden. Bei hohen Zellen mit kleiner Grundfläche (Abb. 8 bis 10) erfordert die Aufnahme der senkrechten Lasten keine besonderen konstruktiven Mafsnahmen; es mufs nur Sorge getragen werden, dafs die Eisen der Böden genügend hoch in die Wandungen eingeführt werden, damit die senkrechten Lasten, soweit dies beabsichtigt ist, an die Wandungen abgegeben und von ihnen auf die Säulen übertragen werden können. Bei niedrigeren Silos mit gröfserer Grundfläche werden die Biegungs- und Schubbeanspruchungen der Wände durch die senkrechten Lasten häufig recht beträchtlich und erfordern besondere Zulageeisen zur Aufnahme der Zugspannungen und Schubspannungen. Aufserdem ist dafür zu sorgen, dafs der obere Rand der Wandungen seitlich nicht ausknicken kann, was sich bei Vorhandensein eines oberen Bedienungssteges durch Absteifen der Wandungen gegen diesen unschwer erreichen läfst[1]).

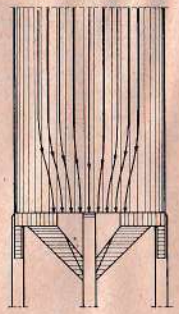
Konstruktive Einzelheiten.

Gründung. Die hohen Silogebäude auf verhältnismäfsig kleiner Grundfläche erzeugen mit ihrer grofsen Nutzlast starke Bodenpressungen, die bei dem hohen Anteil der Nutzlast am Gesamtgewicht beträchtlichen Schwankungen unterworfen und aufserdem je nach der Füllung verschieden über die Grundfläche verteilt sind. Infolgedessen ist eine besonders sorgfältige Gründung erforderlich, damit unzulässige Setzungen und daraus entstehende Risse im Aufbau vermieden werden. Bei gutem Baugrund kommen unbewehrte oder bewehrte Einzelfundamente unter den Säulen (Abb. 3 bis 7), Eisenbetonbankettstreifen unter den Säulenreihen (z. B. Abb. 1 u. 2), häufig genug aber auch schon durchgehende Grundplatten aus Eisenbeton (z. B. Abb. 8 u. 9) in Frage, um bei der zur Verfügung stehenden beschränkten Aufstandsfläche die Bodenpressung ausreichend niedrig zu halten. Bei zweifelhaftem und schlechtem Baugrunde ist die Pfahlgründung (Abb. 24 u. 25) im allgemeinen am vorteilhaftesten, weil sie die aus den Säulen herrührenden Lasten auf unmittelbarstem Wege an den Untergrund abgibt und durch Veränderung der Zahl und Länge der Pfähle in einfachster Weise der zulässigen Belastung und wechselnden Höhenlage des guten Baugrundes angepafst werden kann.

Stützen. Die Anordnung der Stützen ist durch die Zellenaufteilung des Silogebäudes bedingt und wird im übrigen von der Lage der Bodenöffnungen und der Aufstellung der maschinellen Transportanlagen unter den Siloböden beeinflufst. Die Abzapföffnungen entleeren häufig auf gemeinsame Förderbänder, die ausreichenden Raum zwischen den Säulenreihen beanspruchen. Bei quadratischen und rechteckigen Zellen sind Säulen unter den Schnittlinien der Silowände vorzusehen (Abb. 8 bis 10, 13 u. 14); werden die Stützenabstände zu grofs, so sind Zwischensäulen einzuschalten. Bei runden Zellen werden die Säulen zweckmäfsig unter die Berührungslinien der Zellen gestellt (Abb. 11 u. 12); bei gröfserem Zellengrundrifs treten auch hier Zwischensäulen hinzu (Abb. 24 u. 25). An der Uebergangsstelle zwischen Silowand und Säule ist gegebenenfalls eine konsolartige Verbreiterung der Stützenköpfe vorzusehen, um die Spannungen in angemessenen Grenzen zu halten (Abb. 27 u. 28).

[1]) Vgl. a. Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen 1924, 1925, 1926, 1927 ff. (Wilh. Ernst & Sohn) unter dem Stichwort Silos und Speicher XII s.

Siloböden. Die Siloböden sind so hoch über dem Fufsboden einzubauen, dafs genügend lichte Höhe zur Aufstellung der für die Entleerung und etwaige Lüftung des Silos erforderlichen Maschinen vorhanden ist. Sie sind so weit schräg zu stellen, dafs ein glattes Ausfliefsen des Füllgutes sichergestellt ist und im Verein mit einer genügend grofsen Bodenöffnung eine Verstopfung bei der Entleerung nicht eintreten kann. Besondere Stocheröffnungen sind zu empfehlen. Für die Berechnung und Ausführung ist es besonders bei grofsräumigen Silos am einfachsten, den Boden nach Abb. 29 (vgl. auch Abb. 24 u. 25), als waagerechte Decke auszuführen und die Schrägen durch Aufbeton zu erzielen. Billiger wird es aber, namentlich bei Zellensilos, die Siloböden als dünnwandige Trichter auszubilden. Bei rechteckigem Zellengrundrifs bilden die schrägen Wandungen der Trichter und die senkrechten Wandungen der aufgehenden Zellen ein Faltwerk (Abb. 30), das als solches ausgebildet und berechnet werden kann[1]). Die Ausführung der Trichter erfordert wegen der schwierigen Schalung, die beiderseitig sein mufs, und wegen der mehreren Lagen von sich kreuzenden Eisen besondere Sorgfalt. Die Wandstärken sollten daher nicht unter 12 bis 15 cm gewählt werden. Das Betonieren der Trichter mufs in ganzer Höhe ohne Arbeitsunterbrechung erfolgen.



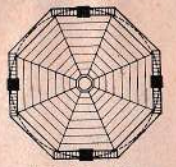


Abb. 27 u. 28.

Silowände. Die Silowände haben aufser dem Seitendruck des Füllgutes die Lasten aus den angehängten Trichterböden zu übernehmen und an die Säulen abzugeben. Die Berechnung wandartiger Träger ist genügend geklärt[2]). Versuche hierüber sind auch vom Deutschen Ausschufs für Eisenbeton eingeleitet. Die wirksame Höhe für die Uebernahme der senkrechten Lasten kann etwa gleich der Spannweite gesetzt werden; der darüberliegende Teil der Wand nimmt an der Lastenübertragung kaum teil. Die

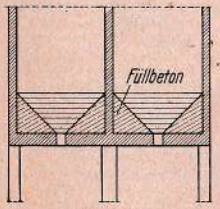


Abb. 29.

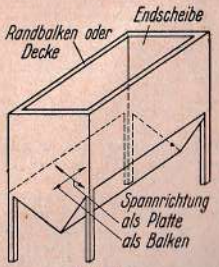


Abb. 30.

[1]) Vgl. unter anderem: Ehlers, Beton u. Eisen 1930. S. 281 ff.
[2]) Dr.-Ing. Dischinger, Beton u. Eisen 1933, S. 237 ff. — Dr.-Ing. Bay, Beton u. Eisen 1933, S. 239 ff.

Abb. 31 zeigt für einen durchlaufenden Wandträger mit gleichbleibender Belastung die Verteilung von Zug und Druck in Feldmitte und am Auflager, sowie die Verteilung der Schubspannung τ über einem Auflager. In Abb. 32 ist eine zweckmäfsige Führung der Zugeisen dargestellt; die gestrichelt gezeichneten senkrechten Bügel sind zu empfehlen, wenn die Last unten angreift. Die Wandstärke wird auch hier aus praktischen Gründen nicht unter 12 bis 15 cm gemacht werden.

Die Gleitschalung empfiehlt sich bei Wandhöhen etwa von 10 bis 12 m an aufwärts. Die Schaltafeln werden etwa 1 m hoch gemacht. Sie hängen an den senkrechten Pfosten der nach unten offenen Klammerböcke (Abb. 13), deren waagerechte Riegel sich auf die stählernen, senkrecht stehenden Tragstangen absetzen, die etwa 26 mm Durchm. haben und von unten an in der Mittelebene der Wandfläche hochgeführt und einbetoniert werden. Das laufende Hochwinden der Gleitschalung erfolgt mittels Spindeln oder Hebelapparaten, die nach unten gegen die Tragstangen und nach oben gegen die Riegel der Klammerböcke drücken. Die Klammerböcke müssen kräftig konstruiert, sorgfältig abgezimmert und verbolzt werden, da sie die ganze Last der Schalung und Arbeitsbühnen zu tragen und aufserdem den Schalungsdruck des frischen Betons an ihrem unteren offenen Ende zu übernehmen haben. Der Arbeitsfortschritt beim Betonieren ergibt sich daraus, dafs, nachdem die Schalung um ihre eigene Höhe, also etwa 1 m, hochgewunden ist, der sichtbare frische Beton so weit erhärtet sein mufs, dafs er sich selbst, ohne einzufallen oder auszubeulen, zu tragen vermag. Im Sommer wird das nach etwa 6 bis 8 Stunden der Fall sein, so dafs man dann bei dreischichtigem Betriebe mit etwa 3 bis 3,50 m Wandhöhe in 24 Stunden rechnen kann. Die Durchführung eines dreischichtigen Betriebes, so erwünscht sie auch ist, stöfst aber häufig auf Schwierigkeiten, weil für die wenigen Betoniertage nicht alles dreifach besetzt werden kann. Man begnügt sich daher im allgemeinen mit einem zweischichtigen Betrieb, mufs dann aber in der dritten Schicht die Schalung durch langsames Anspindeln in Bewegung halten, damit sie nicht am Beton festbackt. Bei zweischichtigem Betrieb kann in günstiger Jahreszeit mit 1,50 bis 2,50 m Arbeitsfortschritt je Tag gerechnet werden. Gleich unterhalb der Schalung wird der noch frische Beton von einer Hängerüstung aus, die an der Gleitschalung befestigt wird, abgerieben und soweit als erforderlich geglättet.

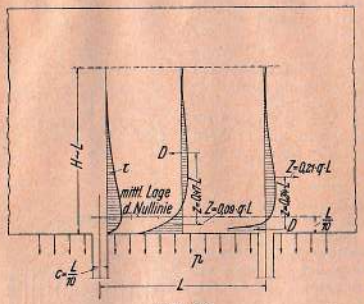


Abb. 31.

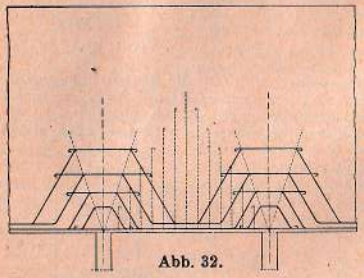


Abb. 32.

Landwirtschaftliche Bauten.[1])

Bearbeitet von Dr.-Ing. **O. Mund**, Mannheim.

Die landwirtschaftlichen Bauten umfassen einmal die Gebäude und Anlagen für den eigentlichen Landwirtschaftsbetrieb, in denen das lebende Inventar untergebracht wird und die Früchte des Feldes aufbewahrt und haltbar gemacht werden sollen. Weiter sind hierher zu rechnen die Bauausführungen für die verschiedenen landwirtschaftlich-technischen Gewerbe und Industrien, von denen die landwirtschaftlichen Produkte veredelt und weiterverarbeitet werden.

Bei allen diesen Bauten findet der Eisenbeton ständig wachsende Verwendung, und seine Vorzüge, wie Feuersicherheit, leichte Sauberhaltung usw., machen ihn für moderne Musterbetriebe geradezu unentbehrlich.

In der folgenden kurzen Uebersicht sollen nur die landwirtschaftlichen Bauten im engeren Sinne behandelt werden, während im übrigen auf das Handb. f. Eisenbetonbau 3. Aufl., Bd. XIV, Berlin 1924, Wilh. Ernst & Sohn, verwiesen werden mufs.

A. Gebäude und Anlagen zur Unterbringung und Haltung des lebenden Inventars.

I. Stallgebäude.

1. Allgemeines.

Die Ställe, in denen wenigstens in unsern Breiten das Vieh bald die Hälfte seines Daseins zubringt, müssen vor allem gesundheitlich so einwandfrei wie möglich durchgebildet werden. Sie müssen trocken und warm, gut gelüftet und den einzelnen Tiergattungen entsprechend richtig beleuchtet sein. Sie sollen Schutz gegen Feuersgefahr und Verqualmung bieten, ausreichende Stand- und Ruheplätze für das Vieh aufweisen und eine bequeme Zuführung des Futters und Abführung des Mistes und der Jauche ermöglichen.

Der wichtigste für die Ausführung in Eisenbeton in Betracht kommende Bauteil sind die Stalldecken. Diese müssen unbedingt schlecht wärmeleitend und dunstsicher sein, um Schwitzwasserbildung an der Untersicht zu vermeiden und die in der Regel oberhalb aufbewahrten Vorräte an Futter od. dgl. vor dem Verderben zu schützen. Von Vorteil ist aufserdem eine ebene Untersicht der Decke, die die Lüftung erleichtert, und eine weite Säulenstellung, wodurch die Uebersicht im Stalle verbessert wird.

Gewöhnliche Eisenbetondecken sind als Stalldecken nur zu verwenden, wenn auf ihnen ein besonderer Wärmeschutz aufgebracht wird, z. B. eine 7 bis 10 cm starke Lehmschicht oder eine 5 bis 7 cm starke Kalkschlackenbetonschicht. Am wirksamsten ist eine Isolierung mit Torfoleumplatten von mindestens 3 cm Stärke, die durch einen Estrich aus Magerbeton, Schlackenbeton oder Gips überdeckt werden.

Am besten geeignet zur Ueberdeckung von Stallräumen sind die Eisenbetonhohldecken. Die Wirkung dürfte bei den vielen verschiedenen Systemen ziemlich gleich sein, so dafs die Wirtschaftlichkeit entscheiden mufs. Auszuscheiden sind nur die Systeme, die statisch nicht einwandfrei durchgebildet sind[2]).

[1]) Ausführlicheres siehe Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl. Bd. XIV, Kapitel II. Berlin 1924, Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, 1. u. 2. Aufl., Ergänzungsband II.

Ist die Stalldecke gleichzeitig **Dachdecke**, so ist die Gefahr der Schwitzwasserbildung besonders grofs. Hier genügen Hohldecken allein nicht, zumindest mufs eine Isolierschicht aus Bims- oder Schlackenbeton aufgebracht werden. Vorzuziehen ist die Anordnung einer Doppeldecke, deren Zwischenraum das Unterbringen einer 30 bis 50 cm starken Schicht von Isoliermulle od. dgl. ermöglicht (Abb. 1).

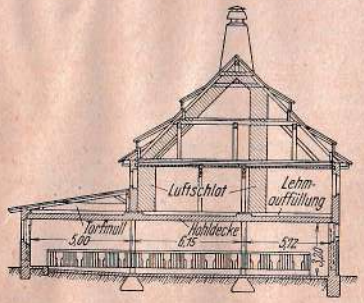


Abb. 1. Kuhstall auf Rittergut Hopfgarten. Querschnitt. (Ausführung: Kell & Löser AG.)

Bei unterkellerten Stallräumen wird natürlich auch die **Kellerdecke** am besten in Eisenbeton ausgeführt, und zwar ebenfalls als Hohldecke oder mit einer Isolierung aus Torfoleum oder ähnlichem, um einen warmen Stallfufsboden zu erhalten. Die Ableitung der Jauche ist bei diesen Decken von besonderer Wichtigkeit. Sie erfolgt am einfachsten dadurch, dafs die Decke selbst mit ausreichendem Quer- und Längsgefälle ausgebildet wird (Abb. 2). Um das Eindringen von Stalljauche oder Wasser in die Deckenkonstruktion zu verhindern, mufs diese eine wasserdichte Abdeckung erhalten, z. B. einen wasserdichten Verputz mit Zusatz von Heimalol, Ceresit, Sika od. dgl., deren Anwendung in Kleinlogel, Einflüsse auf Beton, 2. Aufl., im Abschnitt „Zusätze" ausführlich beschrieben ist. Auch die Anordnung einer Pappisolierung kommt in Frage (Abb. 3). Wird die Jauche im Stall mit Kieserit behandelt, so mufs der wasserdichte Putz durch einen Goudronanstrich oder durch Asphaltbelag geschützt werden.

Reicht der Keller in die Zone des höchsten Grundwassers hinab, so kann auch für die Sohle eine Eisenbetonausführung in Verbindung mit einer entsprechenden Isolierung zweckmäfsig sein. Hierbei mufs in jedem Falle der gröfstmögliche Auftrieb berücksichtigt werden. Sonst können Risse auftreten, die auch die beste Isolierung unwirksam machen.

Bei der Annahme der **Nutzlasten** für die Stalldecken ist zu beachten, dafs die darüberliegenden Futterböden bis unter die Dachdecke vollgebanst werden können. Das Gewicht des Rauhfutters beträgt 70 kg/m³, man kommt also bis zu einer lichten Höhe der Dachräume bis 2,9 m mit der Mindestnutzlast für Wohnräume von 200 kg/m² aus. Bei gröfseren Packhöhen mufs auch das Eigengewicht des Rauhfutters der Pressung entsprechend erhöht werden. Werden die Dachräume als Körnerböden verwendet, so ist die Mindestnutzlast 500 kg/m², die zur Sicherheit häufig auf 750 kg/m² gesteigert wird. Das Gewicht der Isoliermulle beträgt 300 kg/m³. Für freitragende Stallböden ist eine Nutzlast von 500 kg/m² anzunehmen.

Die **Stallwände** werden in der Regel in Ziegelmauerwerk aufgeführt, kalte Fronten mit Luftzwischenraum, den man zur Erhöhung der Wirkung noch mit Isoliermasse, Torfoleum, Mulle od. dgl. ausfüllen kann. Bei Betonwänden ist zumindest eine Luftisolierung unbedingt erforderlich, oder die Ausführung in porösem Leichtbeton, z. B. als Zellenbeton, Gasbeton oder

nach dem Iporit-Verfahren der I. G. Farbenindustrie.

Die **Zwischensäulen** aus Eisenbeton sollen runden Querschnitt oder wenigstens abgerundete Ecken erhalten, damit Verletzungen der Tiere vermieden werden. Sie empfehlen sich für Stallbauten ganz besonders, weil sie, abgesehen von der Feuersicherheit, unempfindlich gegen die Angriffe des Düngers und der Stalljauche sind[1]), was weder für hölzerne noch für eiserne Säulen zutrifft.

Um die Sauberhaltung der Ställe zu erleichtern, werden Wände und Säulen gern bis auf etwa 2 m Höhe mit abwaschbaren Tonplatten verkleidet oder billiger mit einem Emailanstrich versehen, wofür die Honsalin-Hartglasur[2]) empfohlen wird.

Die **Beleuchtung** der Ställe richtet sich nach der Tiergattung. Die Gesamtfensterfläche soll etwa betragen[3]):

- 1/8 bis 1/10 der Stallgrundfläche für Ställe edler Pferde,
- 1/15 für Zucht- und Jungvieh,
- 1/20 für Milch- und Arbeitsvieh,
- 1/25 für Mastschweine, Fleischschafe und brütendes Geflügel.

Tiefliegende Fenster sind nur im Rücken oder seitlich der Tiere empfehlenswert. Stehen die Tiere gegen die Fensterwand zu, so sind die Fenster möglichst hoch zu legen und mit geringer Höhe, dafür aber entsprechend gröfserer Breite auszubilden. Das beste Material für Stallfenster ist Gufseisen.

Die **Türöffnungen** sollen nicht zahlreicher und gröfser angeordnet werden, als für den ungehinderten Betrieb des Futtereinbringens und Mistausfahrens sowie für die schnelle Entleerung des Stalles bei Feuersgefahr nötig ist. Für je etwa 20 Stück

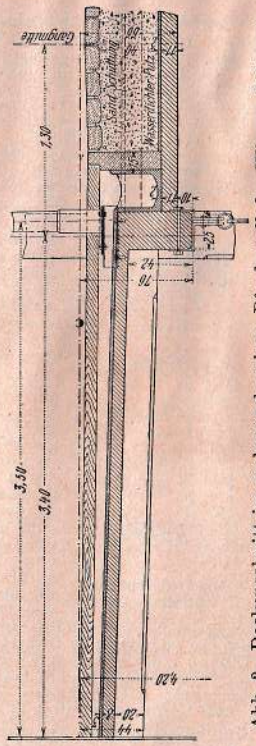


Abb. 2. Deckenschnitt im mehrgeschossigen Pferdestall der Wiener Molkerei. (Ausführung: Ed. Ast & Co.)

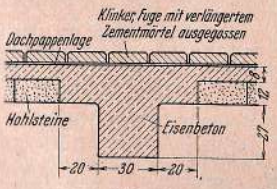


Abb. 3. Kuhstall Langenhennersdorf. Teilquerschnitt durch die Kellerdecke. (Ausführung: Wayss & Freytag AG.)

[1]) Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Auflage, Bd. V, S. 50 u. 51, Berlin 1923, Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Lieferant Frischauer & Co. Asperg, Württ.

[3]) Engel-Noack, Handb. d. landw. Bauwesens, 11. Aufl., S. 257, Berlin, Paul Parey.

Grofsvieh ist eine Tür vorzusehen. Die Türen werden nach aufsen schlagend an der Hofseite angeordnet, ihre Abmessungen sind je nach der Stallart verschieden. In Kuhställen erhalten die Türen 2 bis 2,2 m Höhe und 1 bis 1,6 m Breite, wobei die Türen für den Verkehr der Tiere mindestens 1,2 m breit sein sollen. Die Tore, durch die der Mist ausgefahren wird, sind 2,2 bis 3 m breit und 2,5 bis 3 m hoch. Pferdestalltüren haben 2,2 bis 2,5 m Höhe und 1,25 bis 1,6 m Breite. Die Tore der Schafställe, die gleichzeitig zum Ein- und Austreiben der Herde und zum Mistausfahren dienen, werden 3×3 m grofs ausgeführt. An den unteren Kanten der Leibungen erhalten sie sogenannte Bauch- oder Gleitrollen bis auf 1 m Höhe, um Verletzungen der Tiere beim Durchtreiben zu vermeiden.

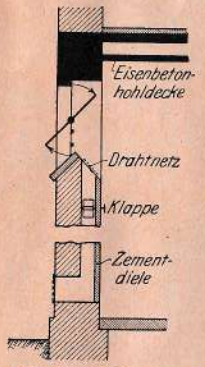


Abb. 4. Stallfenster mit Luftkanal.

Für die zur Gesunderhaltung der Tiere besonders wichtige Stallüftung sind besondere Einrichtungen sowohl für die Zufuhr von Frischluft wie für die Ableitung von verbrauchter Luft vorzusehen. Der Frischluftbedarf der einzelnen Tiergattungen ist verschieden, er ist auch abhängig von der Bauart der Ställe. Als Anhalt mögen die Angaben von Märker dienen, wonach der stündliche Bedarf für ein Stück Grofsvieh 40 m³, ein Stück Jungvieh 20 m³, ein Schwein 8 m³ und ein Schaf 4 m³ beträgt.

Die Zuführung der Frischluft erfolgt durch Wandkanäle, die zweckmäfsig in die Fensterbrüstungswände gelegt werden (Abb. 4). Die Abluft wird durch Dunstschlote abgesaugt. Diese werden über den Futtergängen und Stallgassen angeordnet und über das Dach hochgeführt. Auch diese Dunstschlote werden am besten massiv, und zwar mit Doppelwänden ausgebildet. An der unteren Oeffnung ist eine Verschlufsklappe, am oberen Ende wird zweckmäfsig ein sogenannter Dunstsauger aufgesetzt, besser noch ist der Einbau eines Ventilators. Die Zahl und Gröfse der Frischluftkanäle wie der Dunstschlote kann aus dem angegebenen Frischluftbedarf unter der Annahme überschläglich berechnet werden, dafs die Luftgeschwindigkeit 1 m/Sek. nicht überschreiten soll.

Eine vollkommene Regelung von Lüftung und Stallwärme ermöglichen die „zentralen Lüftungsanlagen“ [1]), in denen die Frischluft gereinigt, vorgewärmt oder abgekühlt, getrocknet und ozonisiert werden kann.

Schliefslich sind bei der Planung der Stallanlagen auch die Transportbahnen für Futter, Streu und Dünger zu berücksichtigen, die am besten als Hängebahnen ausgebildet und mit Konsolen an der Eisenbetondecke befestigt werden.

2. Besonderheiten der Ställe für die einzelnen Viehgattungen.

a) Rindviehställe. Die Ställe, bei denen wegen der sommerlichen Fliegenplage Südlage zu vermeiden ist, werden in der Regel als sogenannte Standställe ausgebildet, bei denen für jedes Tier ein fester Stand vorgesehen ist, in dem es an der zugehörigen Krippe festgebunden wird. Der Dünger wird hier täglich, mindestens aber zweimal in der Woche entfernt. In den Düngerställen

[1]) J. E. Mayer, Moderne Stallüftung, S. 19 ff. Berlin, Paul Parey.

dagegen läuft das Vieh frei herum und der Dünger bleibt monatelang liegen, zu Höhen von über 1 m anwachsend [1]).

Die gesamte Stallgrundfläche ausschliefslich Futtertenne kann bei den Standställen zu etwa 6½ bis 7 m² für jedes Haupt Grofsvieh angenommen werden. Die Stallhöhe schwankt je nach der Stallgröfse zwischen 2,8 bis höchstens 4,5 m. Bei den Ständen unterscheidet man je nach der Standlänge Lang- oder Kurzstände. Die Standbreite beträgt bei beiden Arten der Tiergröfse entsprechend 1,0 bis 1,4 m, die Länge der Langstände ohne Krippe und Jaucherinne 2,3 bis 2,8 m, die der Kurzstände nach holländischem Muster nur 1,5 bis 2,0 m. Die Langstände haben etwa 80 cm hohe Krippen, die Kurzstände dagegen niedrige von nur 20 bis 25 cm Höhe und etwa 80 cm Breite. An die Kurzstände schliefsen sich nach der älteren Anordnung Rinnen von etwa 30/40 cm Querschnitt an, die sogenannten „Grupen“, die Dung und Jauche gleichzeitig aufnehmen. Die modernen Anlagen trennen Dung und Jauche, sie schalten zwischen Kurzstand und Jaucherinne eine 60 bis 65 cm breite Düngerstufe. Die Jaucherinnen sind entweder offen, vielfach aus Zementformsteinen mit stumpfwinkligem Querschnitt (Abb. 5) oder besser verdeckt, um Stickstoffverluste möglichst zu vermeiden [2]).

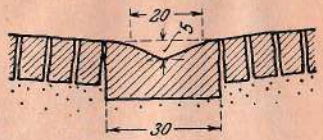


Abb. 5. Jaucherinne aus Betonformsteinen.

Die Aufstellung der Tiere kann in Längs- oder Querreihen erfolgen mit gemeinsamem Futter- oder gemeinsamem Mistgang. Die Futtergänge haben ohne die Krippen 0,8 bis 2,0 m Breite, die Düngergänge 1,2 bis 2,2 m einschliefslich der Jaucherinnen.

Die Eisenbetondeckenstützen sollen nicht enger als drei bis vier Standbreiten voneinander an der Krippe oder am Mistgang stehen. Eine Stellung dazwischen ist zu vermeiden. Die 60 bis 80 cm breiten Krippen werden vielfach in Eisenbeton ausgeführt. Für ihre Innenauskleidung hat sich am besten Terrazzomasse bewährt. Die Sohle der Krippen soll ohne Zwischenwandungen mit leichtem, einseitigem Gefälle durchlaufen.

Aufserordentlich wichtig ist die Ausbildung des Stallfufsbodens. Er mufs undurchlässig für die Jauche, leicht zu reinigen und warm sein. Holzbelag und Ziegelböden sind zu verwerfen. Am besten ist ein Schlackenbetonboden mit geriffeltem Zementverputz, zu dessen Herstellung ebenfalls gesiebte Steinkohlenasche verwendet wird. Bewährt hat sich hier auch Dörritpflaster, auf einer Schlackenbetonunterlage in Asphalt verlegt, oder „Harrizit-Stallfufsboden“ (Lieferant Dr. Ritter & Härtel, Coswig i. Sa.).

Abb. 6 zeigt einen vorzüglich durchgebildeten modernen Stallquerschnitt mit getrennter Abführung des Spülwassers. Entwurf Baurat Prof. Kühn B. D. A., Dresden.

b) Pferdeställe. Die Pferdeställe unterscheiden sich von den Viehställen in erster Linie dadurch, dafs bei ihnen der Futtergang entfällt. Die Krippen und Raufen werden hier unmittelbar an den Aufsen- oder Zwischenwänden angebracht. Aufserdem sind

[1]) Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. XIV, S. 198. Berlin 1924, Wilh. Ernst & Sohn. — [2]) Jahrbuch der Deutschen Landwirtschaftsgesellschaft, 1916, S. 65 bis 106, Berlin, Paul Parey, und H. Hoffmann, Die Düngerstätte, S. 165 ff., Stuttgart, Eugen Ulmer.

müssen bei dieser Anordnung hölzerne Pritschen aufgelegt werden, die bei der Reinigung des Stalles hochzuklappen sind. Unter die Pritschen werden 1 cm starke Latten untergenagelt, damit sie nicht unmittelbar auf dem Fufsboden aufliegen. Gröfsere Zwischenräume sind zu vermeiden, um den Ratten keinen Unterschlupf zu bieten. Die Jaucherinnen werden in der bei Kuhställen beschriebenen Ausbildung verwendet.

d) Schafställe. Die Ausführung der Schafställe erfolgt in einfachster Weise, da die Tiere sehr anspruchslos sind und ihre Zucht aufserdem wenig Gewinn abwirft. Auf eine Eisenbetonüberdeckung sollte man trotzdem wegen der Feuersgefahr nicht verzichten, da Schafe in einem Brandfalle bekanntlich schwer zu retten sind. Die Stalltiefe sollte wenigstens 12 m betragen, um die Warmhaltung zu erleichtern. Bei Anordnung der Zwischenstützen und Tore mufs darauf geachtet werden, dafs der Dungwagen bequem den ganzen Stall durchfahren kann.

Die Tiere laufen im Stall, der durch bewegliche Hürden beliebig unterteilt werden kann, frei herum. Man rechnet auf drei Schafe etwa 2 bis $2^1/_2$ m² Stallgrundfläche. Der Fufsboden erhält keine Befestigung. Den Dünger läfst man in Schafställen etwa 1 m hoch anwachsen. Bis zu dieser Höhe müssen deshalb die Wände mit Zementglattputz versehen werden.

e) Geflügelställe. Bemerkenswerte Ausführungen in Beton und Eisenbeton dafür dürften nicht allzu häufig sein. Näheres darüber siehe Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. XIV, Berlin 1924, Wilh. Ernst & Sohn.

II. Nebenanlagen der Ställe.

1. Krankenställe.

Für gröfsere Stallanlagen sind besondere Krankenställe erforderlich, die mit den übrigen Stallräumen durch keinerlei Oeffnungen verbunden sein dürfen. Am besten werden sie ganz für sich in besonderen Gebäuden untergebracht. Holz ist hier zu vermeiden. Auch die Trennwände zwischen den Ständen sollen massiv ausgeführt werden und alle Flächen einschliefslich der Decke einen glatten Zementverputz erhalten, damit sie gründlich abgewaschen werden können.

Von grofsem Vorteil ist bei Krankenställen eine künstliche Lüftung, die durch einen im Abluftschlot eingebauten Ventilator im Stallraum Unterdruck zu erzeugen vermag und dadurch das Austreten verseuchter Luft in die anderen Räume verhindert.

Bei Pferdekrankenställen wird zweckmäfsig auch ein Kühlstand vorgesehen mit Wasserbad für fufskranke Pferde.

2. Futterküchen und Futterkammern.

Schweine und in der Regel auch Rindvieh erhalten gedämpftes Wurzel- und Knollenfutter. Zu seiner Zubereitung ist eine „Futterküche" erforderlich, die etwa $^1/_2$ m² Grundfläche für jedes Haupt Rindvieh und $^1/_3$ m² für jedes Schwein aufweisen soll und möglichst zentral anzuordnen ist. Entsprechend den baupolizeilichen Vorschriften sollen die Futterküchen feuersicher überdeckt werden und durchgehende Brandmauern und gute, bis über das Dach zu leitende Entlüftung erhalten. Der Boden mufs mit Gefälle und Entwässerung mit Geruchverschlufs versehen sein. Er wird aus harten Ziegeln oder aus Beton mit Zementverputz oder Asphaltbelag hergestellt. Ein Fluatisieren des Zementverputzes dürfte sich in allen Fällen empfehlen, um die schädlichen Einwirkungen etwaigen sauren Futters abzuwehren und die Haltbarkeit des Bodens zu verlängern. Die Lichthöhe der Futterküche beträgt etwa 3,5 m. Die Wände erhalten einen undurchlässigen Zement- oder Zementkalkverputz. Die in der Futterküche aufgestellten Kühl- und Mischbottiche werden in der Regel aus Stampf- oder Eisenbeton hergestellt.

Trockenfutter und kaltes Futter werden in der „Futterkammer" zubereitet, die in gleicher Fufsbodenhöhe mit den Futtergängen des Stallraumes und von diesen aus bequem zugänglich liegen mufs. Die Verbindung mit dem Heuboden geschieht durch einen besteigbaren Futterschacht, der unten und oben mit Türen verschlossen und mit Dunstabzug bis über das Dach geführt sein soll. In Rindviehställen fehlt zumeist eine besondere Futterkammer. Hier ist ein Teil des Stalles als „Futtertenne" zur Futterbereitung abgetrennt.

3. Düngerstätten und Jauchegruben[1]).

Mist und Jauche müssen wegen ihrer durch den Gehalt an Stickstoff bedingten Düngewirkung sorgfältig aufbewahrt und so gelagert werden, dafs der Stickstoff möglichst unvermindert erhalten bleibt. Bei modernen Anlagen wird eine möglichste Trennung des Düngers und der Stalljauche schon im Stalle durchgeführt. Der Dünger wird auf die Düngerstätte gefahren, die mit einer kleineren Jauchegrube zur Aufnahme der mitgeführten Jauchereste und des während des Lagerns aufgenommenen Regenwassers versehen ist. Die Düngerstätte soll an schattiger, windgeschützter Stelle, möglichst in Verlängerung des Stalles und von diesem durch eine 3 bis 4 m breite Durchfahrt getrennt, angelegt werden. Bei Annahme einer gröfsten Dunghöhe von $1^1/_2$ m rechnet man $1^1/_2$ — $3^1/_2$ m² Grundfläche für jedes Haupt Grofsvieh.

Das seitwärts zufliefsende Regenwasser ist am besten durch niedrige Betonmauern fernzuhalten, eine Ueberdachung ist dagegen nicht erforderlich. Die Sohle erhält ein Gefälle von 1:20 bis 1:50 nach der kleinen Jauchegrube zu. An den Schmalseiten werden etwa 3 m breite Einfahrtrampen im Gefälle 1:15 vorgesehen.

Die Sohle ist mit einer 15 cm starken Trafsbetonschicht auf Packlage befestigt. Besser, weil den Pferden mehr Halt bietend, ist Feldsteinpflaster mit Asphaltfugenvergufs auf 30 cm starker Lehmschicht. Die kleine Jauchegrube mufs etwa $^1/_5$ m³ Inhalt für jedes Haupt Grofsvieh aufweisen.

Die Stalljauche wird in besonderen Jauchegruben aufbewahrt, die für jedes Haupt Grofsvieh etwa $^1/_2$ m³ Fassungsvermögen haben. Diese Gruben müssen unbedingt jaucheundurchlässig sein und einen möglichst luftdichten Abschlufs gewähren. Das Zuleitungsrohr mufs bis dicht über den Boden des Schöpfloches hinabgeführt werden. Bei gröfseren Abmessungen findet für diese Gruben vorzugsweise Eisenbeton Verwendung, der im Innern einen wasserdichten Verputz und einen Anstrich mit Goudron, Inertol od. dgl. erhält.

4. Tränken und Schwemmen.

Zum Tränken und Reinigen des Viehes aufserhalb der Ställe dienen die Tränken und Schwemmen. Auch diese werden oft mit eisenbewehrter Betonsohle ausgeführt, um Risse infolge ungleichmäfsiger Setzungen zu verhüten.

5. Viehbuchten.

Zur vorübergehenden Unterbringung des Viehes dienen die Viehbuchten oder Viehhürden. Hier ist Eisenbeton besonders vorteilhaft. Die Trenn- und Umfassungswände sind im Freien hölzernen Wänden an Haltbarkeit weit überlegen. Sie gestatten aufserdem eine leichtere Desinfektion beim Auftreten von Seuchen und lassen sich infolge der Möglichkeit, nur wenige Schalformen wiederholt zu verwenden, auch sehr billig herstellen. Zweckmäfsig wird ein Teil der Grundfläche überdacht.

[1]) H. Hoffmann, Die Düngerstätte.

III. Fischweiher.

Für Fischweiher findet der Eisenbeton Verwendung als Dichtungsbeton bei in durchlässigem Erdreich ausgehobenen Teichen, wenn eine Durchfeuchtung des Untergrundes vermieden werden soll. Er wird mit flachen Böschungen angeordnet und mit einer genügend starken Humusschicht überzogen, damit sich die für die natürliche Ernährung der Fische wichtigen Kleinlebewesen ansiedeln können.

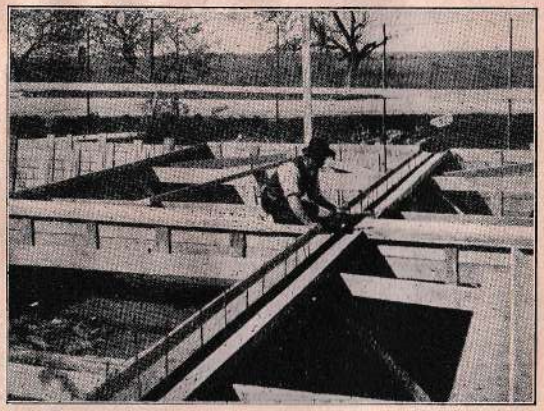


Abb. 9.
Forellenweiher in Nufsloch in der Schalung.

Jedoch auch unverkleidete Eisenbetonbehälter haben sich bewährt, wie sie z. B. in gröfserem Umfang und in den verschiedensten Abmessungen für die Fischzuchtanstalt Nufsloch ausgeführt wurden (Abb. 9)[1]).

B. Gebäude und Anlagen zur Aufbewahrung und Haltbarmachung der Feldfrüchte.

Die Feldfrüchte können zum Teil ohne besondere Behandlung aufbewahrt werden, wie die zum Verbrauch bis zur nächsten Ernte bestimmten Rüben und Kartoffeln und die Körnerfrüchte. Zumeist müssen sie aber vor oder im Beginn der Lagerung erst haltbar gemacht werden, was durch Trocknung oder Vergärung geschehen kann. Die natürliche Trocknung in Sonne und Wind geht der Lagerung des Heus in den Scheunen voraus. Durch die künstliche Trocknung in den sogenannten Darranlagen wird den Futterstoffen der Wassergehalt zum gröfsten Teil entzogen, und diese werden dadurch, selbst wenn sie bei schlechter Witterung geerntet sind, in gute Dauerware verwandelt. In den Futtersilos endlich wird das Grünfutter durch mehr oder minder saure Vergärung haltbar gemacht, wobei sein Saftgehalt fast unvermindert erhalten bleibt.

[1]) B. u. E. 1912, Heft XIV, S. 309 u. 310.

I. Rüben- und Kartoffelkeller.

Die als Viehfutter und für den Hausbedarf benötigten Rüben und Kartoffeln kommen, soweit sie nicht in Mieten aufbewahrt oder in Darranlagen getrocknet werden, in besonderen Kellern zur Einlagerung. Diese müssen trocken, kühl und leicht zu lüften sein. Ihre Ueberdeckung sollte stets massiv mit Eisenbetondecken erfolgen, weil Holzdecken infolge der feuchten Ausdünstungen der Knollenfrüchte keine lange Lebensdauer aufweisen. Da diese Ausdünstungen auch gesundheitschädlich sind, vermeidet man die Anlage der Keller unter Wohnräumen. Die lichte Höhe der Keller beträgt $2^1/_2$ bis 3 m. Der Fufsboden soll genügend hoch über dem höchsten Grundwasserstand liegen, um eine trockene Lagerung zu gewährleisten. Als Bodenbelag ist ein 15 cm starker Schlackenbetonboden auf einer festgestampften Lehmschicht zu empfehlen. Die Umfassungswände erhalten aufsen einen Zementverputz mit Goudronanstrich und Erdanschüttung, falls der Keller nicht an sich unter Geländehöhe belegen ist. Die Lüftung und Beleuchtung erfolgt in der Regel durch kleine, einander gegenüberliegende Fenster, die gleichzeitig zum Einwerfen der Früchte dienen. Bei gröfserer Breite der Kellerräume ist die Anordnung aufserhalb der Gebäude mit befahrbarer Decke zu empfehlen. Die Decke erhält zur Wärmeisolierung eine Erdaufschüttung und eine gröfsere Anzahl über die ganze Grundfläche verteilter Einwurföffnungen. Zur Verbesserung der Zugwirkung können die Abluftkanäle nach einem besonderen Lüftungsschornstein von 6 bis 8 m Höhe zusammengeführt werden.

II. Kornlager.

Die Lagerung der ausgedroschenen Getreidekörner erfolgt in Kornböden und -speichern, wobei die Speicher entweder als mehrgeschossige Bodenspeicher oder als Zellensilos ausgebildet sind. Ihr Fassungsraum mufs zur Unterbringung mindestens der halben Körnerernte, d. h. im Durchschnitt für etwa 30 hl/ha ausreichen.

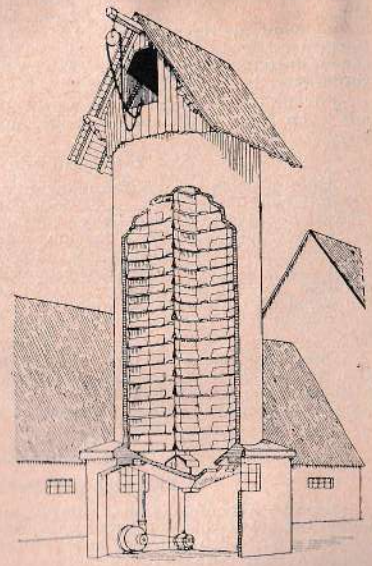


Abb. 10. Perspektivischer Schnitt durch einen Ifla-Kornturm.

Die Haltbarkeit der Körner ist praktisch fast unbeschränkt, sofern nur für trockene Lagerung und ausgiebige Lüftung gesorgt wird.

1. Kornböden und -speicher.

Die auch für kleinere Wirtschaften nötigen Kornböden müssen trocken, luftig und hell sein. Sie werden zumeist in den Dachgeschossen über Wagenschuppen, Werkstätten oder auch Wohnräumen eingerichtet, selten über den Ställen, da eine unbedingt dunstsichere Lagerung nötig ist und die gut durchlüfteten Lagerräume das Warmhalten der Stalldecke erschweren. Die Höhe der Schüttböden braucht im Lichten nicht über 2 m zu betragen. Ein Hektoliter Getreide erfordert einschliefslich der Gänge und der Umschüttplätze etwa $^1/_3$ m², wobei die Schütthöhe 60 cm, für Hafer sogar 90 cm beträgt. Die Lüftungsöffnungen, etwa 80×100 cm grofs, sind an gegenüberliegenden Seiten nicht höher als mit 60 cm Brüstungshöhe, am besten mehrere nebeneinander gekuppelt, anzubringen, damit der Durchzug unmittelbar über die Kornschüttung hinwegstreicht. Sie sind mit Holzläden oder Holzjalousien und mit Drahtgeflecht verschlossen. Zum Hochziehen der Kornsäcke dienen Flaschenzüge, die entweder aufsen unter einem Dachvorbau oder im Innern über entsprechenden Deckenöffnungen untergebracht sind. Massive Umfassungswände werden innen mit einer dicht anschliefsenden Holzverschalung versehen, falls das Korn dagegengeschüttet werden soll. Besser verbleibt längs der Aufsenwände ein Gang. Massive Betondecken oder -böden sind als Speicherfufsböden mit einem 3 bis 4 cm starken Hartgipsestrich[1]) oder mit 2 cm starkem Asphaltestrich zu versehen, da reine Betonböden schwitzen und dadurch das Getreide verderben.

Für gröfsere Kornmengen werden mehrere Schüttböden, je mit etwa 2 m Lichthöhe, oft in besonderen, frei stehenden Gebäuden angelegt.

2. Getreidesilos.

Eine ungleich bessere Raumausnutzung als die Bodenspeicher ermöglichen die Schacht- oder Zellensilos. Sie ersparen aufserdem das lästige und kostspielige Umschaufeln des Getreides, wie es in den Bodenspeichern zur ausreichenden Durchlüftung und zur Vernichtung des Kornwurms nötig ist. In den Getreidesilos kann das Korn durch Hebewerke maschinell in steter Bewegung erhalten werden, falls nicht, wie z. B. bei den „Ranksilos" durch die Konstruktion der Wände eine ausreichende Durchlüftung gewährleistet ist (Abb. 10) oder ein Hochdruckgebläse angeordnet wird.

Der Gegenstand ist im Kapitel I und, soweit Zwecke der Landwirtschaft in Frage kommen, auch in Kapitel II im Handb. f. Eisenbetonbau, Bd. XIV, Berlin 1924, Wilh. Ernst & Sohn, behandelt, auf welches hiermit verwiesen sei.

III. Scheunen.

1. Frei stehende Scheunen.

Massive Scheunen sind verhältnismäfsig selten, da sich die hohen Baukosten bei dem weniger wertvollen Inhalt nicht lohnen und die erforderliche luftige Lagerung erschwert ist. Bei massiven Wänden sind deshalb auch besondere Vorkehrungen zu treffen, die eine reichliche Durchlüftung des nach der Einlagerung

[1]) Ton-Ztg. 1916, Nr. 123 (B. Rofs).

schwitzenden Getreides ermöglichen, es sind dies gewöhnlich Schlitze von 14 bis 20 cm Breite und 1 bis $1^1/_2$ m Höhe, in geringen Abständen angeordnet, möglichst mit gebrochener Grundrifsform, um Regen, Schnee oder Flugfeuer abzuhalten. Sie werden zum Schutze gegen das Eindringen von Vögeln oder Ungeziefer mit einem engmaschigen Drahtnetz abgeschlossen. Die Entlüftung der Scheunen erfolgt durch Dunstabzüge im Dachfirst. Bei Betonwänden ist eine ausgiebige Belüftung besonders nötig. Empfehlenswert erscheint hier z. B. die Verwendung von „Betongittersteinen"[1]), die in Amerika schon vor dem Weltkrieg in Gebrauch waren. Auch die neue „Zollbauweise" von Stadtbaurat Zollinger, Merseburg, die Beton in ganz magerer Mischung, 1 : 18 bis 1 : 20, ohne jede Stampfung verwendet und dadurch ein sehr poröses, gut wärmeisolierendes Material erzielt, verspricht hier Erfolge.

Um die Handarbeit beim Füllen der Scheunen zu verringern, werden, wo irgend möglich, Hochfahrten in der Längsrichtung der Scheunen angeordnet, von denen aus das Getreide abgeworfen werden kann, statt dafs es hochgestapelt werden mufs. In gebirgigen Gegenden läfst sich für solche Hochfahrten das Gelände oft ohne weiteres ausnutzen; in der Ebene erfordern sie kostspielige Anrampungen und werden hier deshalb häufig durch maschinelle Entladevorrichtungen, wie Heugreifer, Elevatoren oder Fuderablader ersetzt. Die Höhe der Hochfahrt über dem Bansenboden wird zu 5 bis $6^1/_2$ m angenommen. Die Verbindung mit dem Anfahrthügel oder der Rampe soll durch eine kleine Brücke erfolgen, um die Erdfeuchtigkeit von der Scheune abzuhalten und die Umspülung mit Luft sowie eine etwaige Durchfahrt auch auf dieser Seite zu ermöglichen. Diese Hochfahrten mit ihren Zufuhrbrücken werden auch bei im übrigen aus Holz erbauten Scheunen in immer steigendem Mafse in Eisenbeton ausgeführt.

2. Futterböden.

Aufser den frei stehenden Scheunen wird auch der Raum über den Ställen, der sogenannte Heuboden, zum Unterbringen des Rauhfutters verwendet. Soll hier der ganze Winterbedarf gestapelt werden, so mufs mindestens 20 m³ Lagerraum für jedes Haupt Grofsvieh vorhanden sein. Die Heuböden werden ebenso wie die eigentlichen Scheunen selten massiv überdacht. Sind die Umfassungswände massiv, so sind die gleichen Mafsnahmen für eine ausreichende Lüftung zu treffen, wie sie bei den Scheunen beschrieben wurden. Die Füllung erfolgt gewöhnlich durch 1×2 m grofse Luken, die in den Umfassungswänden in Abständen von 12 bis 20 m angelegt werden, und zwar, um Störungen zu vermeiden, nicht über den Stalltüren. Zur Erleichterung des Einbansens werden unterhalb der Luken Ladebühnen angebracht, die zweckmäfsig in Eisenbeton hergestellt und aus der Eisenbetondecke ausgekragt werden können. Noch besser ist es, die Beschickung der Heuböden, wo sie nicht durch eine Hochfahrt erreichbar sind, maschinell mit Heugreifern, Fuderabladern, Transportbändern Elevatoren od dgl. vorzunehmen. Die Form des Dachstuhls mufs der Beschickungsart angepafst werden.

IV. Darren.

Hackfrüchte und Obst, die in Mieten und Kellern nur beschränkte Haltbarkeit besitzen, werden durch künstliche Trocknung in sog. „Darren" in Dauerware verwandelt.

Bei den Darren älterer Konstruktion liegen mehrere Drahthorden geschofsweise übereinander oberhalb der im Erdgeschofs

[1]) Ton-Ztg. 1921, Nr. 37.

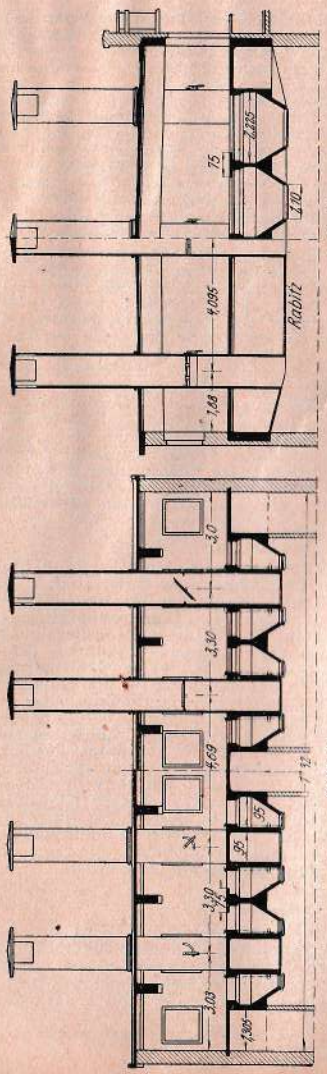


Abb. 11.

Abb. 12.

Rübendarre Ziltendorf bei Guben. (Ausführung: Dyckerhoff & Widmann, AG.)

untergebrachten Heizanlage. Die zu trocknenden Früchte werden von einem im Dachgeschofs liegenden Schüttboden aus auf die oberste Horde abgekippt und dann fortschreitend nach unten abgezogen, wobei sie einer entsprechend der immer gröfseren Nähe der Heizanlage wachsenden Temperatur ausgesetzt sind. Diese Schüttböden sollten wegen der Feuersgefahr unbedingt in Eisenbeton erstellt werden.

Die Abb. 11 u. 12 zeigen den Schüttboden der Rübendarre auf dem Stiftsgut Ziltendorf bei Guben, erbaut im Auftrage des preufsischen Hochbauamts in Guben. Dreimal hintereinander war hier der hölzerne Schüttboden durch Brand zerstört worden, worauf man sich für eine Eisenbetonkonstruktion entschied.

Unterhalb des Bodens sind 32 Silozellen von je 5,9 m³ Fassungsraum untergebracht. Die Längswände dieser Zellen sind bis zu den Aufsenwänden durchgeführt und als Hauptträger ausgebildet. Dazwischen sind in vier Reihen je drei Lüftungsschlote aus Monierkonstruktion angeordnet, die bis über die ebenfalls in Eisenbeton ausgeführte Dachdecke reichen.

Heute erfolgt das Trocknen zumeist in Darrkasten mit Druckluft, die an Dampfheizungsrohren vorgewärmt und dann durch

das in etwa 20 cm starker Schicht aufgebrachte Nafsgut hindurchgetrieben wird[1]). Diese Darrkasten können auf und unter gewöhnlichen Eisenbetondecken Aufstellung finden.

V. Futtersilos.

Das Trocknen in Sonne und Wind, also die Heubereitung, ist bei uns zurzeit noch das gebräuchlichste Mittel, um Grünfutter haltbar zu machen. Das Verfahren ist selbst bei bestem Gelingen mit grofsen Nährstoffverlusten verbunden und dabei in seiner Anwendbarkeit noch völlig von der Witterung abhängig. Man hat deshalb schon vor Jahrhunderten versucht, die Feldfrüchte in saftreichem Zustande haltbar zu machen, und zwar durch Einfüllen in Erdgruben. Das Ergebnis war jedoch ein sehr mangelhaftes. Das gewonnene Sauerfutter war von schlechtem Geschmack und nicht selten sogar gesundheitschädlich für die Tiere.

Eigentliche Grünfuttersilos wurden in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts zuerst errichtet, und seitdem ist es gelungen, über die Vorgänge bei der Vergärung immer gröfsere Klarheit zu gewinnen und dadurch Mittel an die Hand zu bekommen, wirkliches Dauerfutter von hohem Nährstoffgehalt und angenehmem Geschmack zu erzielen.

Auch dieses wichtige Gebiet der landwirtschaftlichen Bauten ist in Kapitel II des Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Auflage, Bd. XIV im Abschnitt V ausführlich behandelt.

Die modernen Siloverfahren zielen in der Hauptsache darauf ab, nicht nur durch Luftabschlufs das Verfaulen frisch ein-

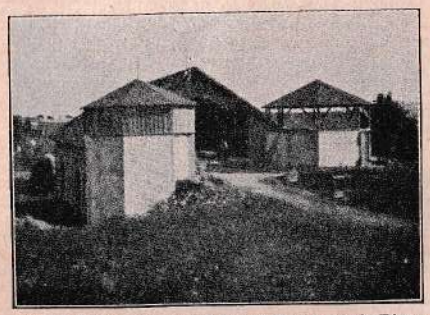


Abb. 13. Süfsfutterbehälter zu Struppen b. Pirna (Ausführung Süfsprefsfutterbehälter G. m. b. H., Dresden.)

gebrachten Futters zu verhindern, sondern eine möglichst reine Milchsäuregärung zu erreichen.

Es sei auch an dieser Stelle betont, dafs die Bedeutung der Süfsfuttersilos gerade für unsere deutsche Landwirtschaft nicht leicht überschätzt werden kann. Sie stellen eins der wichtigsten Hilfsmittel dar, um unsere Volksernährung vom Ausland unabhängig zu machen, und es ist deshalb zu wünschen, dafs sie, wie

[1]) Exprefsdarre von Zimmermann & Co. in Ludwigshafen a. Rh.

drüben in Amerika, so auch bei uns selbst auf kleineren Gehöften bald ebenso selbstverständliche Bauwerke darstellen mögen, wie Stall und Scheune (Abb. 13).

Die Umfassungswände der Süfsfuttersilos

sollen einen luft- und wasserdichten, wärmehaltenden Abschlufs der Silage ermöglichen. Sie sollen dabei selbst dem Futter möglichst wenig Wärme entziehen, da sonst in den Randschichten Sauerfutter entstehen kann. Diese Forderungen lassen sich bei uns am einfachsten durch Wände aus Eisenbeton oder Betonhohlsteinen erfüllen.

Reine Eisenbetonwände bedürfen in unserem Klima einer Isolierung, falls sie freistehend aufgeführt werden. Hierzu dient z. B. eine Holzverkleidung, wobei die Zwischenräume mit Torfstreu, Isoliermull od. dgl. ausgefüllt werden können, eine Ummantelung mit Strohgarben, eine äufsere mit Luftzwischenraum angemauerte Ziegelwand oder eine Isolierung mit Torfoleum. Wärmetechnisch am günstigsten wird diese Isolierung an der Innenwand angebracht, wie dies bei Torfoleum ohne weiteres möglich ist. Auf der Innenseite mufs das Torfoleum eine verputzte Betonschutzschicht erhalten, die durch die Isolierung hindurch mit der Aufsenwand verankert und mit elastisch ausgefüllten Dehnungsfugen versehen ist.

Wesentlich wirtschaftlicher als Eisenbetonwände erscheinen Wände aus Betonhohlsteinen. Sie können an der Baustelle mit in der Nähe gewonnenem Kiesmaterial unter Verwendung weniger transportabler Formen hergestellt werden, so dafs die bei Eisenbetonsilos verhältnismäfsig hohen Schalungskosten hier von geringer Bedeutung sind. Besonders bei Zusatz von Schlacke zum Beton sind sie genügend wärmeisolierend, um in der Regel weitere Mafsnahmen entbehrlich zu machen. Die erforderliche Ringbewehrung läfst sich in den Lagerfugen ohne weiteres unterbringen.

Die günstigste und wirtschaftlichste Querschnittsform des Silos ist die Kreisform. Sie ist auch für die Haltbarkeit des Futters am vorteilhaftesten; denn in Ecken läfst sich das Futter schlecht pressen und sie sind gröfserer Abkühlung unterworfen, so dafs die Silage dort leicht verdirbt. Zum mindesten müssen derartige Ecken stark ausgerundet werden. Damit das Futter beim Absinken nicht hängenbleibt und dadurch Luftsäcke entstehen, müssen die Wandungen möglichst glatt verputzt werden.

Zur Sicherung gegen die Angriffe der Milchsäure begnügt man sich im allgemeinen mit einem wasserdichten Zementverputz, dessen äufserste Schicht etwa alle zwei Jahre durch Schlämmen mit Zementmilch ergänzt werden mufs. Eine weitergehende Sicherung stellt ein Sika-Verputz dar, der nach völliger Austrocknung mit einem Igol-Anstrich versehen wird (Lieferant Kasp. Winkler & Co., Durmersheim). Zu empfehlen ist auch ein doppelter Inertolanstrich, wobei man je m³ Siloinhalt mit einem Bedarf von etwa ½ kg Inertol rechnen kann. Es ist zweckmäfsig, den Unterputz bei Verwendung eines solchen Anstrichs nicht zu glätten, da der Anstrich selbst eine genügend glatte Oberfläche liefert und auf rauhem Putz besser haftet[1]).

C. Eiskeller.

Zu den landwirtschaftlichen Bauten im engeren Sinne sind schliefslich noch die Eiskeller zu rechnen, die der Landwirt, dem Kühlhallen und Kunsteisfabriken nicht zur Verfügung stehen,

[1]) Naue, Der deutsche Futtersilo, S. 88. Berlin, Paul Parey.

zur Aufbewahrung des im Winter gewonnenen Natureises benötigt.

Die Grundbedingungen für einen zweckmäfsigen Eislagerraum sind die folgenden: Der Raum mufs allseitig, auch der Boden gegen die Erdwärme, mit möglichst schlechten Wärmeleitern umgeben sein. Die Oberfläche ist im Verhältnis zum Inhalt möglichst klein zu halten und das Eis möglichst dicht zu stapeln. Durch Einstreuen von Kochsalz und Uebergiefsen mit warmem Wasser kann dabei ein Zusammenschmelzen der einzelnen Eisblöcke erzielt werden, was die Haltbarkeit wesentlich erhöht. Die in trockenem Gelände, in jedem Falle also über dem höchsten Grundwasserstand anzulegende Sohle mufs eine Entwässerung zum Ableiten des Schmelzwassers erhalten. Die Leitung ist mit einem Wasserverschlufs zu versehen, damit durch sie keine warme Luft in den Kellerraum eindringen kann. Auch das Tagewasser ist fernzuhalten.

Der Eingang ist nach Norden zu legen und durch mindestens zwei, besser durch drei doppelwandige und isolierte Türen im Abstand von je etwa 1,25 m zu sichern. Beim Begehen, das möglichst nur abends oder morgens erfolgen soll, müssen dann stets zwei Türen geschlossen sein, bevor die dritte, möglichst kurz, geöffnet wird. Da der Eingang zumeist ebenerdig angeordnet ist, würde sonst die kälteste, auf dem Boden liegende Luftschicht sofort entweichen. Die Luke zum Einbringen des Eises ist möglichst klein und hochliegend anzuordnen. Die Lage des Eishauses ist so zu wählen, dafs West- und Ostseite, vor allem aber die Südseite durch Gebäude, mindestens jedoch durch Bäume oder Strauchwerk gegen Sonnenbestrahlung gedeckt sind.

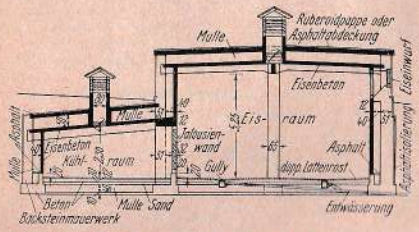


Abb. 14. Eiskeller mit Kühlraum.
(Entwurf: Bayr. Streu- und Mullewerk Haspelmoor.)

Der Mindestinhalt eines Eislagers sollte 30 m³ zu je etwa 17 Zentner betragen. Das Eis soll nicht unmittelbar auf den Kellerboden, sondern auf einen starken Lattenrost gelegt werden. Eine senkrechte Lattenverteilung empfiehlt sich auch an den Wänden, um das Tauwasser abzuleiten, das bekanntlich für den Bestand des Eisblocks besonders gefährlich ist. Fleisch mufs in einem vom Eislager getrennten trockenen Kühlraum aufbewahrt werden, da es in der feuchten Luft des Eisraumes schnell verderben würde.

Die zweckmäfsigste und wirtschaftlichste Lagerung ermöglichen die Eiskeller und Eishäuser. Hier sind die Kosten für das Einbringen und die Entnahme des Eises am geringsten und der Verlust an Schmelzwasser am kleinsten. Während früher vor allem die in die Erde versenkten Eiskeller beliebt waren, werden

heute zumeist frei stehende Eishäuser errichtet, die der Einwirkung der Erdwärme entzogen sind. Die Wandungen werden aus Holz, Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton mit isolierenden Zwischenschichten errichtet. Holz ist als schlechter Wärmeleiter sehr beliebt, aber es ist kaum länger als 5 bis 6 Jahre haltbar[1]). Der Eisenbeton kommt deshalb namentlich für gröfsere Anlagen immer mehr in Aufnahme, zumal seine Wärmeleitfähigkeit bei Verwendung entsprechender Isolierschichten keinerlei Hindernis bietet. Diese Isolierung sollte nach Möglichkeit den ganzen Raum in einer durchgehenden Schicht umgeben. Wird sie durch Konstruktionsteile unterbrochen, so werden „Wärmebrücken" gebildet, die den Wärmeschutz herabsetzen. Das Isoliermaterial besteht in der Regel aus lockeren Stoffen, wie Torfmull, Kieselgur, porige Schlacke, Korkmehl, Bimssand od. dgl., zwischen Doppelwänden oder aus Torfoleum von 12 bis 15 cm Stärke, das auf einfache Wände mit Asphaltkitt oder Pech aufgeklebt wird.

Einen Eisenbetoneiskeller mit angebautem Kühlraum und Mull-Isolierung zeigt Abb. 14.

Schliefslich sei noch für die Berechnung der Eiskeller eine Angabe von Schlesinger-Wilcke[2]) beigefügt. Er empfiehlt, für die Ermittlung des Innendrucks der gestapelten Eismassen $^1/_4$ Wasserdruck in Rechnung zu stellen.

---

[1]) Kühn, Ländliche Bauten II, S. 120. Berlin, de Gruyter & Co.

[2]) Schlesinger-Wilcke, Der Eiskellerbau, S. 75, 3. Aufl. Berlin 1918, Wilh. Ernst & Sohn.

Straßenbau[1]).

Bearbeitet von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. ehr. J. Brix, Ehrenmitglied d. Forschungsges. f. d. Strafsenwesen, Berlin, und Direktor H. Kirchberg, geschäftsf. Vorst.-Mitgl. der Forschungsges. f. d. Strafsenwesen, Berlin.

I. Allgemeines.

Zu unterscheiden sind: Reichsstrafsen, Landstrafsen I. Ordnung, Landstrafsen II. Ordnung. Aufserhalb dieses Netzes werden rd. 7000 km Reichsautobahnen gebaut. Nach dem Ausbauplan sollen alle Reichsstrafsen auf eine Breite der befestigten Fahrbahn von 6 m gebracht werden.

Grundlegende Verbesserungen der Fahrbahnbefestigung ebenfalls geplant. Wassergebundene Schüttungen von Fahrbahndecken sollen von Reichsstrafen ganz verschwinden. Oberflächenschutzschichten nur noch im Umfang von 20 vH der Gesamtlänge von Reichsstrafsen, dagegen mittelschwere und schwere Decken mit je 40 vH vorgesehen.

Hauptsächliche Anforderungen an eine Kunststrafse:

1. Ausreichende Festigkeit der Fahrbahn bei jeder Witterung, so dafs bei zulässigem gröfsten Raddruck Formänderungen ausgeschlossen sind. Herstellung der Fahrbahn aus wasser-, wärme- und frostbeständigen Baustoffen.
2. Breite der Fahrbahn derart, dafs Verkehr in beiden Richtungen (abgesehen von Einbahnstrafsen) und Ueberholen der Fahrzeuge sicher möglich.
3. Gute Abflufsmöglichkeit der Niederschlagwasser und Trockenhaltung des Strafsenkörpers.
4. Günstige, den verfügbaren Zugkräften, Höchstlasten und Geschwindigkeiten angepafste Steigungs- und Krümmungsverhältnisse.
5. Lange Lebensdauer, technisch und wirtschaftlich günstige, den Verkehr möglichst wenig behindernde Unterhaltungsmöglichkeit.
6. Sicherung der Strafse bei schlechtem Untergrund gegen Vermooren, Versumpfen, Rutschen, ungleichmäfsiges Setzen, sowie gegen Lawinen- und Steinschlaggefahr.
7. Hygienisch und verkehrstechnisch einwandfreie Beschaffenheit, wie Staubfreiheit, Geräusch- und Erschütterungslosigkeit, Griffigkeit, Ebenflächigkeit und ausreichender Reibungswiderstand.

II. Strafsenplanung[2]).

A. Glieder der Strafse.

1. Landstrafsen. Grundmafs der Verkehrsspurbreite 3 m. Erforderliche Anzahl der Verkehrsspuren je nach Verkehrsdichte; zweispurige Strafsen 6 m, dreispurige 9 m usw. Breiteeinschränkungen bei drei- und mehrspurigen Strafsen zulässig; befestigte Fahrbahn einspuriger Strafsen tunlichst nicht unter 3,6 m breit. Bei Strafsen unter 3,6 m Gesamtbreite in Abständen von 150 m Ausweichstellen erforderlich.

Radfahrwege grundsätzlich als erhöhte, durch Bordsteine abgegrenzte, oder von der Fahrbahn durch Graben, Baumreihe usw. getrennte Streifen, möglichst mit 1 m Nutzbreite für eine Radfahrspur (Verkehr in einer Richtung) und mindestens 1.5 m Nutzbreite für zwei Radfahrspuren (Verkehr in beiden Richtungen). Wo örtliche Verhältnisse es gestatten und Verkehrsdichte es rechtfertigt, Radfahrwege getrennt von den Verkehrswegen durch das Gelände führen.

Fufswege. Einseitig: nach Bedarf bis zu 3 m breit; beiderseitig: mindestens je 1 m breit.

Sommerwege unter neuzeitlichen Verkehrsverhältnissen praktisch bedeutungslos, vielfach sogar verkehrsgefährlich; soweit noch vorhanden, für Verbreiterung der Fahrbahn benutzbar.

---

[1]) Vgl. auch Wieland u. Stöcke, Merkbuch für den Strafsenbau. Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn. — [2]) Anweisungen enthalten die Richtlinien für die Bauausführung von Reichsstrafsen und Landstrafsen. Vgl. auch die Veröffentlichungen und Richtlinien der Studienges. für Automobilstrafsenbau (Stufa), und der Forschungsges. f. d. Strafsenwesen e. V., Berlin.

Baumreihen. Abstand nicht unter 2 m, möglichst 5 bis 8 m, von befestigter Fahrbahn. In Kurven und anderen Gefahrstellen Baumstämme auffällig kennzeichnen (Anstrich mit Kalk). Nur solche Baumsorten verwenden, die Fahrbahn und Verkehrssicherheit nicht beeinträchtigen. Zur seitlichen Sicherung der Strafsen verdienen lebende Gehölze als Schnitthecken oder in Form von Gruppen den Vorzug vor toten Zäunen.

Materialbankette unmittelbar neben der Fahrbahn für Verkehr gefährlich und unerwünscht (Verschmutzung des Materials und Verluste). Besser Lagerung der Baustoffe auf besonderen Sammellagerplätzen. Bei Edelbaustoffen Verpackung in Papiersäcken erwünscht.

2. Stadtstrafsen. Anforderungen verschieden für städtische Verkehrs-, Geschäfts-, Wohn-, Siedlungs-, Ausfallstrafsen usw. Grundsätzlich Fahrspur 3 m, Stand- oder Parkspur 2,50 m breit. Querschnittausbildung städtischer Verkehrs-, Geschäfts-. und Ausfallstrafsen je nach vorhandenem und zu erwartendem Verkehr (auf Strafsenbahn usw. besonders Rücksicht nehmen). Soweit möglich (besonders in Vorortbezirken), Strafsenbahn auf eigenem Bahnkörper. Auf Verkehrsinseln, oder wenn Strafsenbahnkörper in Fahrbahnmitte, Baumpflanzung vermeiden. Bei Kreuzungen und engen Krümmungen gröfsere Baumabstände oder keine hochgehende Anpflanzung. Anordnung von Vorgärten aufser in Geschäftsstrafsen dringend erwünscht; bei späterem Bedarf Verbreiterung der Fahrbahn möglich. Gehwegbreite nach Bedarf; sind Vorgärten nicht vorhanden, Mindestbreite 4 m im Stadtinnern, in Aufsenbezirken 2,50 m. Neuanlage von Einbahnstrafsen, soweit irgend möglich, vermeiden.

Querschnitt und Breite von Wohn- und Siedlungsstrafsen je nach Art des Anbaues (mehrgeschossige, offene Bebauung, Reihenhäuser usw.) und Bedeutung der Strafse im Bebauungsplan. Vorgärten oder Grünstreifen bei Ost-West-Strafsen zweckmäfsig nur einseitig. Einseitiges Quergefälle vielfach ausreichend.

3. Bei Autobahnen[1]) Fahrspurbreite entsprechend gröfster Fahrgeschwindigkeit erhöhen, u. U. bis 4,5 m. Autobahnen erhalten im allgemeinen für jede Fahrtrichtung eine besondere zweispurige Fahrbahn, im flachen Land in der Regel durch mittleren Grünstreifen von 3,5 bis 5 m voneinander getrennt. Lichte Bepflanzung des Grünstreifens und der Ränder mit geeigneten Laub- oder Nadelhölzern erwünscht. Regelmäfsig im Schnitt gehaltene Bepflanzung auf lange Strecken vermeiden; häufige Abwechslung mit natürlichen Buschgruppen empfehlenswert. Aufteilung der Bahn in zwei Richtungsverkehrsstreifen gestattet im Hügel- und Bergland weiteres Auseinanderziehen der Streifen bei verschiedenen Geländehöhen und führt zu einem Kleinstwert an Massenbewegung bei verminderter Rutschungsgefahr.

Seitenbankette beiderseits der Fahrbahn zweckmäfsig auf 1 bis 2 m Breite leicht befestigen.

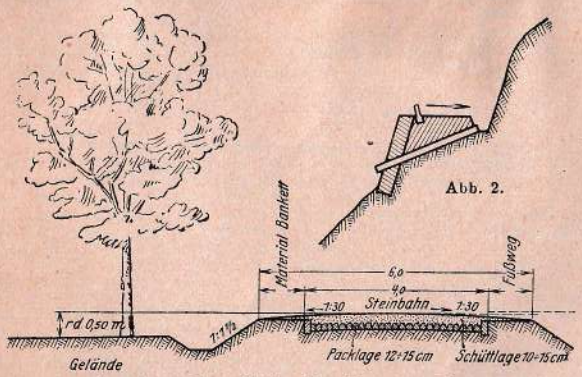
Einteilung in drei Klassen. Im Flachland Halbmesser von 2000 m in der Regel nicht unterschreiten. Dabei auch hier nicht unbedingt gerade Linienführung, sondern Abwechslung in der Landschaft durch leichte Krümmungen und Gefällwechsel aufsuchen und so Ermüdung des Fahrers vermeiden. In Mittelgebirgen und bebauten Gebieten Halbmesser von 800 bis 1200 m. In Gebirgsstrecken ist vielfach mit 300 m Halbmesser auszukommen. Obwohl Kraftfahrzeuge gröfsere Steigungen leichter bewältigen als Zugtiergespanne, auch hier keine Uebertreibungen, besonders mit Rücksicht auf Glatteisbildung und Schneeverwehungen, namentlich in Höhenlagen. Steigungen im Flachland bis 4 vH, im Hügelland bis 5 vH, auch 6 vH, im Bergland möglichst nicht über 6 oder 7 vH. Im Höhenplan unter sonst gleichen Bedingungen flachere Krümmungen mit stärkeren Steigungen vor stärkeren Krümmungen mit flacheren Steigungen vorziehen. Besser Steigungen vergröfsern, als vermehrte Einschnittstiefen. Massenausgleich vermehrt im Querprofil anstreben gegenüber Längsprofil. Auf Strecken mit

[1]) Vgl. Die Reichsautobahnen, Grundsätzliches über Gestaltung und Baudurchführung, Verlag Volk u. Reich, Berlin 1936.

geringem Verkehr kann statt Doppelquerschnitt mit Richtungsfahrbahnen Ausführung von vierspurigen Querschnitten ohne Mittelstreifen vorgezogen werden. Bankette auch hier tunlichst nicht unter 2 m. An landschaftlich schönen Punkten Parkplätze vorsehen! Strafsengräben, wenn nicht notwendig, vermeiden, da Strafsen viel schöner und verkehrssicherer ohne sie. Auf Erhaltung von Baumgruppen, Wäldern, Quellen, Ruinen und sonstigen Eigentümlichkeiten Wert legen. Tankstellen und sonstige Nebenanlagen nur an Auf- und Abfahrten, nicht im Zuge von Autobahnen auf freier Strecke.

B. Strafsenquerschnitte.

Querschnittsform der Fahrbahn zweckmäfsig dachförmig mit flacher Ausrundung in Fahrbahnmitte. Beiderseitiges gleiches Quergefälle je nach Art der Befestigung, bei Steinschlagstrafsen 3 bis höchstens 5 vH, bei gewöhnlichem Strafsenpflaster 2,5 bis 3,5 vH, bei Pflaster mit Fugenvergufs 2 bis 2,5 vH, bei Holzpflaster und Betonstrafsen 1,5 bis 2,0 vH je nach Längsneigung, bei Asphalt- und Teerstrafsen 1,5 bis 3,0 vH je nach Längsneigung und Befestigungsart. Unbefestigte Seitenbankette erhalten 4 bis 5 vH, befestigte 2,5 bis 3 vH Querneigung (Abb. 1). Einseitige Neigung nach der Bergseite bei Gebirgsstrafsen (Abb. 2); einseitige Querneigung nach



Anordnung der seitlichen Entwässerungsgräben.

Abb. 1 an Dämmen; wenn Niederschlagsmenge gering oder Versickerung gewährleistet, keine Gräben vorsehen; Dammböschung in das Gelände überleiten, keine harten Kanten, Uebergang ausrunden, verziehen.

Abb. 2 am Hang mit Querableitung des Wassers. — Graben durch Längs-Pflaster-Rinne bei geeignetem Untergrund auch durch flache Mulde ersetzbar. —

innen in Strafsenkurven abhängig von Krümmungshalbmesser und zulässiger Fahrgeschwindigkeit, jedoch in der Regel nicht über 6 vH (Sicherheit der Fahrzeuge bei vereister Strafse).

Strafsengräben (nur wenn notwendig) im Einschnitt beiderseits, im Auftrag bei geneigtem Gelände nur bergseitig; Sohlenbreiten 0,3 bis 1 m, Tiefe mindestens 0,5 m mit 1,3 bis 1,75 facher Böschungsneigung. An Stelle der Gräben bei Bergstrafsen in felsigem Gelände gepflasterte bergseitig verlaufende Rinnen mit unterirdischer Querableitung des Wassers (Durchlässe in bestimmten Abständen) zur Erzielung geringsten Felsenausbruchs empfehlenswert.

Böschungsverhältnisse. Im Einschnitt ist, wenn h = Böschungshöhe, b = Böschungsbreite (waagerecht gemessen), anzunehmen: $\operatorname{tg} \varepsilon = b/h = 1{,}5$ bis 1,75 ($1^1/_2$ bis $1^3/_4$ fache Böschung) für Dammerde, Garten- und Humuserde sowie Sand; $\operatorname{tg} \varepsilon = 1{,}25$ bis 1 ($1^1/_4$- bis 1 fache Böschung) für lehmige Erde und festgelagerten Kies, trockene Lagerung vorausgesetzt. Für $h > 5$ m auf je 3 m Höhe entweder eine Berme von rd. 1 m Breite oder Böschung entsprechend flacher. Einschnittböschungen im Fels den Festigkeits- und Lagerungsverhältnissen entsprechend steil, selbst überhängend. Bei lotrechten Einschnitten in verwitterbarem Fels (Faulfels) Verkleidungsmauern; Dicke derselben bei Aufsenneigung $\operatorname{tg} \varepsilon = 1/6$ nach v. Kaven bei $h < 2$ m $d = 0{,}40$ m, bei $h = 2$ bis 6 m $d = 0{,}60$ m, bei $h > 6$ m obere $d_o = 0{,}7$ m, untere $d_u = 0{,}7 \text{ m} + 0{,}1\, h$.

Im **Auftrag** bis $h = 5$ m üblich: $\operatorname{tg} \varepsilon = 2$ für Sand; $\operatorname{tg} \varepsilon = 1{,}5$ für Lehm und Kies; $\operatorname{tg} \varepsilon = 1{,}25$ für Geröll und Steinbrocken; $\operatorname{tg} \varepsilon = 1$ bei mit Kopfrasen belegten Böschungsflächen bis $h = 3$ m und bei Steinpackung (Dicke $d = 0{,}9 \text{ m} + 0{,}1\, h$). Trockenstützmauern, Krone etwa 1 m unter Strafsenkrone, äufsere Neigung $\operatorname{tg} \varepsilon = 1/2$, lotrechte Begrenzung der Rückwand, erhalten obere Dicke $d_o = 0{,}9 \text{ m} + 0{,}15\, h$. Abpflasterung und Sicherung der Dammböschung im Inundationsgebiet erforderlich.

Stütz- und Futtermauern s. Kap. „Mauerwerkbau im Ingenieurbau" (Krüger).

Unterirdische Versorgungsleitungen, besonders in Stadtstrafsen, möglichst unter Bürgersteig anordnen, bei verschiedenen Leitungen (Abb. 3) grundsätzlich derart, dafs häufige Strafsenaufbrüche vermieden

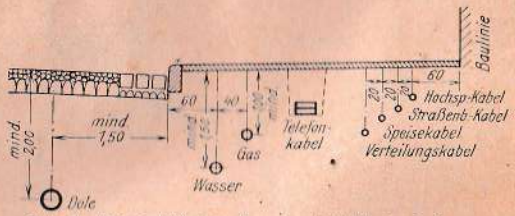


Abb. 3. Beispiel für Anordnung unterirdischer Leitungen verschiedener Art nach Stuttgarter System.

werden. Liegen Leitungen unter Fahrdamm, müssen Abdeckungen von Einsteigschächten, Hydrantendeckel usw. mit Fahrbahnbefestigung bündig liegen und in ihrer Höhe erhalten werden.

C. Strafsensteigungen.

Waagerechte Strafsenstrecken wegen schlechter Entwässerung vermeiden. Wünschenswerte geringste Neigung 1:400, besser 1:250. Für Kraftverkehr zwischen Gegenneigungen etwa 100 m lange waagerechte oder schwach geneigte Strecken zweckmäfsig; bei Neigungswechsel Ausrundung erforderlich; Neigungsunterschied bei unmittelbarem Wechsel nicht über 2 bis 2,5 vH. Bei Strafse auf Kuppe und gleichzeitig in Krümmung besondere Vorsicht geboten.

Mit Rücksicht auf Pferdezugkraft und Reibungswiderstand im Flachland Steigungen nicht über 2 vH, im Hügelland nicht über 3 vH, im Gebirge nicht über 4 vH erwünscht. Nach Laifsle Höchststeigungen im Flachland 3 vH, im Hügelland 4 bis 5 vH, im Gebirge 6 vH, für Alpenstrafsen 7 bis 8 vH, für Nebenwege 6 bis 7 vH, für Feld-, Wald- und vornehmlich Talwege 10 bis 12 vH.

Bei langen Steigungen zeitweise Einschaltung von nicht über 2 vH ansteigenden Ruhestrecken mit Rücksicht auf Gespannfuhrwerke erwünscht.

In Kurven Steigungsverminderung anstreben, etwa nach der Formel $\alpha_r = r/r_0 \cdot \max \alpha$, wobei α_r = Steigung in der Kurve, r = fraglicher Kurvenhalbmr., r_0 = derjenige Kurvenhalbmr., bei dem die Steigung noch nicht vermindert wird (50 bis 100 m), $\max \alpha$ = die gröfste mafsgebende (durchgehende) Steigung.

Bei Autobahnen stärkere Neigungen anwendbar, aber in schnee- und eisreichen Höhenlagen aus Gründen der Verkehrssicherheit zu vermeiden. Im Regelfall auch hier im Flachland bis 3 vH, Mittelgebirge bis 4 vH, Hochgebirge bis 6 vH (s. S. 324).

Städtische Hauptstrafsen möglichst nicht über 2 vH, Brückenrampen nicht über 4 vH, in besonderen Fällen höchstens 5 vH Steigung. Im übrigen ist besonders in städtischen Strafsen die Befestigungsart für Wahl der Steigung mafsgebend; bei Stampfasphaltpflaster höchstens 1,6 vH, bei Gufs- und Walzasphalt bis etwa 4 vH, bei Holzpflaster bis etwa 5 vH.

D. Strafsenkrümmungen.

Strafsenkrümmungen als Kreisbögen mit beiderseitig anschliefsenden Uebergangsbögen ausgestalten. Keine Kurven mit ständig wechselndem Krümmungshalbmesser (sich zuziehende Kurven als Korbbogen, Lemniskate usw.).

Krümmungshalbmesser:

Bei Reichsstrafsen	im	Flachland	mindestens 300 m
	„	Hügelland	„ 200 m
bei Landstrafsen I. Ordnung	„	Flachland	„ 200 m
„ „ I. „	„	Hügelland	„ 150 m
„ „ II. „	„	Flachland	„ 150 m
„ „ II. „	„	Hügelland	„ 80 m

Im Zuge gröfserer Strecken von den vorherrschenden Krümmungsverhältnissen stark abweichende Kurven vermeiden. Im Bergland grofse Halbmesser undurchführbar, weil das Landschaftsbild zerstört wird und zu viele Kunstbauten erforderlich werden.

Langholzförderung bestimmt kleinsten Krümmungshalbmesser bei gegebener Fahrbahnbreite. Strafsenkehren (Serpentinen) bei Verkehrsstrafsen nicht unter 13 m Halbmesser (Württemberg).

Bei Krümmungshalbmesser unter 200 m Verkehrsspur bei einspurigem Weg auf 3,50 m, bei zweispurigem auf 3,25 m erhöhen.

Für Autoverkehr bei **Hauptverkehrstrafsen** kleinster Krümmungshalbmesser unter Voraussetzung guter Sichtweite im bergigen Gelände 50 m, im Flachland möglichst nicht unter 500 m.

Bei **Autobahnen** im Flachland 2000 m Krümmungshalbmesser tunlichst nicht unterschreiten. Bei ihrer Planung Bindung an feste Normen und starre Mindestmafse nicht immer möglich; von Fall zu Fall innerhalb wirtschaftlicher Leistungsfähigkeit entscheiden unter Berücksichtigung gröfstmöglicher Sicherheit, hinreichender Uebersichtslänge und Vermeidung zu häufigen Abbremsens. Im Mittelgebirge $R = 800$ bis 1200 m, im Hochgebirge $R \geqq 300$ m (vgl. auch S. 324).

E. Verkehrserschütterungen.

Durch die verhältnismäfsig hohen Lasten und Geschwindigkeiten im neuzeitlichen Strafsenverkehr entstehen Erschütterungen des Strafsenkörpers und der anliegenden Bauwerke, die nicht nur zu einer Gefährdung von Häusern, Brücken, Fundament- und Stützmauern u. dgl., sondern auch zu gesundheitlichen Schädigungen der Anwohner führen können. Zu beachten sind „Vorläufige Richtlinien über die Mafsnahmen zur Einschränkung von Verkehrserschütterungen", ferner „Vorläufige Grundsätze zur Feststellung von Verkehrserschütterungen, ihrer Ursachen und ihrer Wirkungen auf die Strafse und die angrenzende Bebauung für die Praxis"[1]).

[1]) Stufa, 1931 u. 1932.

III. Linienführung[1]).

Die technische Linienführung (Trassierung) soll diejenige Strafsenlinie bestimmen, die unter den örtlichen Verhältnissen aus technischen und wirtschaftlichen Gründen die zweckmäfsigste ist (günstigste Steigungsverhältnisse, geringste Baukosten bei bester Ausführung). Hierbei sind zu beachten:

1. Gute Anschmiegung an das Gelände, Ausgleich von Auf- und Abtragmassen bei geringster Erdbewegung und Einschränkung oder Vermeidung von Kunstbauten (Brücken). Ausgleich im Querprofil anstreben.
2. Trockene Lage der Strafse und gute Wasserableitung.
3. Sichere Lage der Strafse (Schutz vor Lawinen, Schneeverwehungen, Steinfällen usw.) auf einwandfreiem, tragfähigem Untergrund.
4. Möglichst günstige Steigungsverhältnisse unter Vermeidung verlorener Steigungen.
5. Billige Beschaffung von Baustoffen; Rücksicht auf Wasserversorgung für Wanderer, Zugtiere und Baustellen.

Für sonstige Nebenanlagen, besonders im Hinblick auf den Kraftverkehr, wie Tank- und Reparaturstellen, Parkplätze und Abstellräume in den erforderlichen Abständen ist Sorge zu tragen.

Wirtschaftliche Linienführung ermöglicht Vergleich zwischen zwei und mehr möglichen Trassen. Den Vorzug verdient die Trasse, die bei bester technischer Ausführung und günstigsten Verhältnissen für Gewinnung und

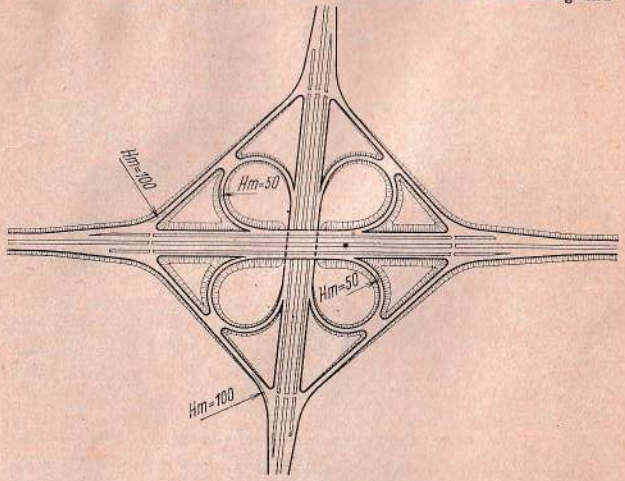


Abb. 4. Reichsautobahn-Kreuzung.

Anfuhr der Baustoffe möglichst geringste Gesamtkosten beim Bau und Betrieb verursacht.

Bei Autobahnen aufserdem beachten: Volle Entfaltung der Geschwindigkeit der Kraftfahrzeuge nur möglich, wenn Reibungen zwischen Langsam-

[1]) Vgl. Neumann, Der neuzeitliche Strafsenbau, 2. Aufl., J. Springer, Berlin, und Bautechn. 1934, Heft 37, S. 467, Speck u. Hesse.

und Schnellverkehr sowie Hemmungen und Stauungen vermieden werden; dabei in erhöhtem Mafse für Sicherheit sorgen. Vermeidung eng bebauter Ortsteile, Loslösung von den übrigen Verkehrswegen, lange, im wesentlichen gerade Strecken, Kurven mit grofsem Halbmesser. Erhöhte Uebersichtlichkeit sowie besonders sorgfältige Ausführung der Fahrbahnoberfläche (unbedingte Wellenfreiheit, flaches Querprofil, ausreichende Fahrbahnreibung). Niveaugleiche Kreuzungen mit Verkehrswegen aller Art grundsätzlich vermeiden (Abb. 4). An Kreuzungspunkten mit anderen Hauptverkehrsstrafsen

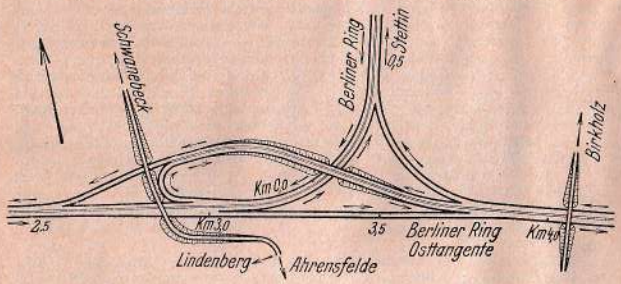


Abb. 5. Das Stettiner Dreieck bei Bernau als Beispiel für kreuzungsfreie Ueberleitung einer Reichsautobahn in eine andere (hier Berliner Ring).

und in der Nähe von Hauptstädten oder Verkehrsknotenpunkten Zufahrtsrampen mit unbedingter Kreuzungsfreiheit in jeder Fahrtrichtung notwendig. Bau und Betrieb der Autobahnen vielfach nach ähnlichen Gesichtspunkten wie bei Eisenbahnen (Abb. 5).

IV. Der Bau der Strafsen.

A. Der Unterbau.

Der Unterbau soll eine feste, unveränderliche Grundlage für die Strafsendecke bilden. Er umfafst Herstellung von Erdarbeiten (Einschnitte, Dämme, Böschungen, Trockenlegung des Planums) und Kunstbauten (Stütz- und Futtermauern, Durchlässe und Brücken).

1. Baugrund. Für die Tragfähigkeit und Lebensdauer der Strafsen sind die besonderen Eigenschaften der Bodenart mit entscheidend. Jede Bodenart ist Bewegungen unterworfen: Volumenvergröfserung bei Wasseraufnahme, Volumenverringerung (Schwinden) beim Trocknen. Solche Vorgänge gerade im Strafsenbau, wo das Erdreich in geringer Tiefe ansteht, häufig. Dringend erforderlich, sich über Art und Eigenschaften der angeschnittenen Bodenarten rechtzeitig Klarheit zu verschaffen. Gleichmäfsige Bewegungen des Untergrundes meist nicht ernsten Charakters, gefährlich aber ungleichmäfsige. Bei allen Erdbewegungen daher anstreben, dafs durch zweckentsprechende Schüttung möglichst gleichmäfsige Bewegung der Erdmassen gewährleistet ist.

Sicherster Aufschlufs über Bodenverhältnisse wird im Einschnitt erhalten, wo Schichtverlauf, Lagerungsdicke, Schichtwechsel und Dichte der Bodenmassen klar zu erkennen. Wenn Einschnitte nicht vorkommen, Schürfgruben notwendig. Diese genügend tief und im Ausmafs so grofs anlegen, dafs ein Mann in gebückter Haltung bequem arbeiten kann. Zur Ergänzung des Schürfgrubenbefundes können Bohrlöcher (erforderliche Anzahl nach den Verhältnissen) dienen. Einwandfreie Bodenentnahme ist unbedingt notwendig, wenn Bodenproben zur Untersuchung an Erdbaulaboratorien eingeschickt werden sollen. Die Bodenproben müssen die Erdmassen im ungestörten Aufbau und mit natürlichem Feuchtigkeitsgehalt

enthalten, da sonst keine zutreffenden Rückschlüsse möglich. (Geräte für Bodenprobenentnahme von Degebo, A. Casagrande usw., vgl. Loos, „Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen".)

Besondere Vorsicht bei frostgefährlichen Böden. Frostschäden an Strafsendecken entstehen durch Eisbildung im Boden oder Strafsenkörper, verbunden mit Volumenvergröfserung durch kapillare Wasserzufuhr, oder durch Weichwerden des Untergrundes beim Frostaufgang. Im allgemeinen nicht frostgefährlich sind Sande und Kiese. Frostgefährlich sind bindige Böden. Kennzeichen: Eichel- oder walnufsgrofse Stücke zerfallen nicht beim Anfassen mit Daumen und Zeigefinger und beim Fallenlassen aus 2 cm Höhe auf harte Unterlage. Sie haben gewöhnlich hohe Anteile an feinen tonigen Beimengungen und können Wasser aus tieferliegenden Schichten durch Kapillarwirkung aufsaugen, das bei Frost unter ständigem Wassernachschub zu Eislinsen oder -bändern gefriert. Mafsnahmen gegen Frostgefahr verschieden, je nachdem, ob vorhandene Strafse oder Strafsenneubau vorliegt. Am sichersten sind Frostschäden zu vermeiden durch möglichst hohe Lage des Fahrbahnkörpers über Grundwasserstand. Unter Umständen kapillare Wirkung unterbrechen durch 25 cm starke Kiesschicht. In jedem Fall sicher wirkende Mafsnahme ist: Beseitigung der frostgefährlichen Bodenart in ganzer Stärke bis zur frostfreien Tiefe; in den meisten Fällen aber aus wirtschaftlichen Gründen nicht durchführbar. Im einzelnen vgl. „Richtlinien für die Verhütung von Frostschäden", Forschungsgesellschaft für das Strafsenwesen 1936.

2. Erdarbeiten im allgemeinen. Sie bestehen aus Lösen und Laden der Erdmassen in Einschnitten und Entnahmestellen, Fortschaffen und Verteilen nach den für die Anschüttungen (Dämme) bestimmten Stellen, Einbau (Schütten) der Erdmassen, wobei zweckmäfige Erdmassenverteilung bei günstiger Förderart (Massenermittlung, Flächen- und Massenprofile, Massenverteilung) [1]) anzustreben ist.

Lösen des Bodens mit Schaufel und Spaten bei lockerem Boden, mit Breit- und Spitzhacke bei festerem lehmigem Boden, durch Unterhöhlen mit langgestieltem Werkzeug (Unterschrämen), durch Meifsel und Hammer bei geschichtetem und verwittertem Fels (Faulfels), durch Sprengen bei Fels. Letzteres geschieht von Bohrlöchern aus (durch Handbetrieb oder mit Bohrmaschinen hergestellt). Sprengmittel: Schwarzpulver bei festem Lehm- oder Mergelboden und weichem Gestein; Pulververbrauch bei weichem und klüftigem Gestein etwa 0,15 kg/m³, bei festerem Gestein 0,8 kg/m³ bei einer Ladungstiefe von $^1/_3$ der 0,4 bis 1,5 m tiefen Bohrlöcher. Dynamit (Kieselgur- und Gelatine-Dynamit) sowie dynamitähnliche Sicherheitssprengstoffe bei festem Gestein; sie haben mindestens die zweifache Wirkung von bestem Sprengpulver bis zur sechsfachen des gewöhnlichen Pulvers. Ladungstiefe in der Regel $^1/_6$ der rd. 0,6 bis 1,2 m tiefen Bohrlöcher. Lösen aufserdem bei gleichmäfsigem Boden und nicht tiefem Aushub mit Pflug oder pflugähnlichen Vorrichtungen wie Profilhobel, Erdhobel, Schraper (fahr- und stellbare kastenförmige große Schaufel) sowie mit Erdgrabmaschinen (Trockenbagger, Löffelbagger).

Nasser Boden sowie enge Baugruben bedingen Zuschläge von je 15 bis 30 vH, besonders zähes Gestein bedingt noch weitere Zuschläge.

Ausbeute: 0,8 m³ gewachsener Sandboden (1800 kg/m³) ergeben 1 m³ gelockerten Boden.

0,7 m³ Tonboden (rd. 1900 kg/m³) ergeben rd. 1 m³ gelockerten Tonboden.

0,6 m³ Felsboden (2700 kg/m³) ergeben rd. 1 m³ gelockerten Felsboden.

Fortschaffen des Bodens aufser durch ein- bis mehrmaliges Werfen mit der Schaufel durch Schubkarren (ein- und zweirädrig), Rollwagen (Kippwagen, Loren), Förderband, auf Schienengleis mit Hand-, Pferde-, Dampf- und elektrischem Betrieb. Hand- und Pferdebetrieb mit zweirädrigen Kippkarren fast völlig verdrängt durch Rollwagenbetrieb.

[1]) Vgl. W. Müller, Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten, Berlin 1929, Wilh. Ernst & Sohn; Osthoff-Scheck, Kostenermittlungen.

3. Einschnitte. Herstellung der Einschnitte (für lange Abtragwände und viele Angriffspunkte sorgen) in der Regel im Längsbetrieb, bei Felsschichten mit einer zur Strafsenachse senkrechten Streichlinie im Kopfbetrieb (Lagenbau von einem oder doppelten Schlitzen aus, Strossenbau, Firstbau, Seitenbau). Aufserdem englischer Einschnittbetrieb (Sohlenstollen und Einfallschächte in 10 bis 15 m Entfernung bei Einschnitten von 8 bis 20 m Tiefe). Ober- und unterirdische Wasserabführung und Sicherung der Böschungen gegen Rutschungen besonders beachten. Bei Böschungen über 5 m Gesamthöhe zweckmäfsig Bermen von 4 zu 4 m Höhe mit schwach geneigter Oberfläche anordnen. Bei Maschinenbetrieb und grofsen Einschnitten ausreichende, aus dem Hauptgleis sich entwickelnde Ladegleise und Ausweichgleise vorsehen.

4. Dämme. Bei Herstellung der Dämme ihr unvermeidliches Setzen beachten; Dämme um Sackmafs (bei Lehmboden $^1/_{12}$, bei Dammerde $^1/_{14}$, bei Sandboden $^1/_{23}$, bei Steinauffüllungen $^1/_{40}$ der Höhe) überhöhen. Angemessene beiderseitige Verbreiterung der Planumbreite mit durchschnittlich $^1/_{30}\,h$ empfehlenswert. — Dränage, Sickerungen, Ableitungsgräben, Hintergräben. — Schüttung der Dämme durch Lagenschüttung von $^1/_2$ bis 1 m Höhe (Vorsicht bei frostgefährlichen Bodenarten; stark verdichtungsfähigen Boden in unteren Lagen schütten, damit Auflast sich möglichst frühzeitig auswirkt, und Nachsetzung nur noch in geringem, übersehbarem Ausmafs), durch Seiten- und Kopfschüttung sowie von Sturzgerüsten aus. Lagenweises Stampfen oder Rammen (Rammplatte mit grofser Fläche) oder Einrütteln der aufgeschütteten Erdmassen

Gewinnung verschiedener Bodenarten[1]).

Bodenklasse	I	II	III	IV	V	VI	VII	
	Erdarten ohne Zusammenhang. Sand, Gartenerde, feiner Kies ohne Bindemittel.	Erdarten mit geringem Zusammenhang. Sandiger Lehm, leichter Ton, feiner Kies mit Bindemittel.	Erdarten mit starkem Zusammenhang. Schwerer Lehm und Ton, Letten, Mergel, grober Kies, steiniger Boden, loses Geröll.	Trümmergesteine. Weichere Sandsteine, zerklüfteter Kalkstein, kleinbrüchige Schiefer, festes Geröll.	Gesteine in Bänken von nicht zu grofser Mächtigkeit und Festigkeit. Schiefer und Sandsteine, Kalk, Kreide, Konglomerate.	Felsen in geschlossenen starken Bänken. Feste Schiefer, harte Sandsteine und Kalksteine.	Harter Felsen der ältesten Schichten. Gneis, Granit, Quarz, Syenit, Porphyr.	
Leistung eines Arbeiters	1,0 bis 2,0	0,7 bis 1,0	0,45 bis 0,7	0,3 bis 0,45	0,22 bis 0,30	0,16 bis 0,22	0,1 bis 0,16	m³/Std.
Im Durchschnitt	1,5	0,85	0,6	0,4	0,25	0,20	0,13	m³/Std.

Leistungen bei Handarbeit.

100 m³ Bodenmassen wiegen im Abtrag	150	160	180	200	220	250	280	t
100 m³ Abtragmassen erfordern Raum in den Fördergefäfsen	110	120	125	130	135	140	150	m³
100 m³ Abtragmassen ergeben im Damm nach Verschwinden der vorübergehenden Auflockerung	103	104	106	108	110	113	115	m³
100 m³ Boden lösen erfordert Arbeitstage zu 8 Std.	0 bis 4	4 bis 8	8 bis 15	15 bis 24	24 bis 32	32 bis 44	44 bis 72	
100 m³ gelösten Boden einmal werfen oder in übliche Fördergefäfse laden erfordert Arbeitstage zu 8 Std.	4	4	4	5	5	5,5	5,5	
100 m³ gelösten Boden in Fördergefäfse mit hohen Borden laden, erfordert Arbeitstage zu 8 Std.	6,5	6,5	6,5	7	7	8	8	
Lösegerät:	Schaufel und Spaten	Schaufel und Spaten (Keile und Schlägel)	Breithacke Keile und Schlägel	Spitzhacke, Kreuzhacke, Keilhaue, Brechstange	Spitzhacke, Keilhaue, Treibekeile, Brecheisen, Bohrung und Sprengmittel	Bohrung u. Sprengmittel, Brecheisen	Bohrung (nach Befinden mit Bohrmaschinen) und Sprengmittel
	Stichgebirge (rolliges Gebirge)		Hackgebirge (mildes Gebirge)		Brechgebirge (gebräches Gebirge)		
					Schufsgebirge (festes und sehr festes Gebirge)		

1) Nach: W. Müller, Handbuch für Bauingenieure, Abschnitt Erdbau. 5. Aufl., Teil II.

empfiehlt sich; jedoch kann hierdurch die endgültige feste Verlagerung des Erdreichs nicht erzielt werden, so dafs auch in diesem Fall mit nachträglichem Setzen des Dammes, wenn auch in geringerem Ausmafs, zu rechnen ist. Vor dem Schütten Grasnarbe, Humusboden, Baumwurzeln u. dgl. beseitigen. Anschütten gefrorener und verschiedenartiger, darunter leicht Rutschungen bewirkender Bodenmassen vermeiden. Bei stark abschüssigem Boden Herstellung von Abtreppungen gegen Abrutschgefahr. Verbesserung schlechten Untergrundes durch Entwässerung, Kiesschüttung, bei Moorboden auch Herstellung von Faschinenunterlagen, noch besser Ausquetschen des Moores durch Sprengen, oder Einkeilen zwischen festen Kieslagerungen durch Schlitzen des Moores.

B. Der Oberbau.

Bei Auswahl von Baustoff und Befestigungsart für den Oberbau und bei seiner Dickebemessung sind Art und Gröfse des vorhandenen und zu erwartenden Verkehrs mafsgebend, insbesondere Art, Gewicht und Geschwindigkeit der Fahrzeuge sowie die Art ihrer Bereifung (Eisen-, Vollgummi-, Luftgummireifen). Ferner sind Klima und sonstige örtliche Verhältnisse von Bedeutung. Bei städtischen Strafsen auf Gesundheit und Annehmlichkeit der Anwohner Rücksicht nehmen. Zunächst Planum des Oberbaues im vorbereiteten Unterbau herstellen, d. h. Unterbau der Strafse in erforderlicher Gesamttiefe auskoffern und mit erforderlichem Quergefälle (einseitig oder doppelseitig) einebnen. Auf das Planum wird die unterste Trag- und Verteilungsschicht aufgebracht; sie kann aus Magerbeton in hinreichender Dicke (15 bis 30 cm) oder aus der sogenannten Packlage (15 bis 30 cm dick) bestehen. Als Packlage werden unbehauene Steine länglichen Formats mit einer abgeplatteten Fufs (Auflager-) fläche hochkant nebeneinandergestellt und die Spitzen von oben her mit keilförmigen Steinen verzwickt. Es empfiehlt sich, die verzwickte Packlage zwecks Einebnung abzuwalzen und damit einem Welligwerden der Fahrbahn auf Grund einzelner Buckelstellen der Packlage vorzubeugen. Die fertige Packlage wird in der Regel mit einer Grobschotterschicht von rd. 10 cm (in losem Zustand) abgedeckt und diese trocken leicht abgewalzt. In diesem Zustand ist der Grundbau für die Aufnahme der eigentlichen Fahrbahndecke geeignet, die in der Regel nach Einbau einer weiteren Zwischenlage aus Splitt, Kies oder geeignetem Sand aufgebracht wird.

Unterbau städtischer Verkehrsstrafsen in der Regel aus Beton von 20 bis 30 cm Stärke, je nach der Verkehrsbelastung. Zur Herabminderung von Erschütterungen der Häuser Fugen längs der Bordsteine. Querfugen im Unterbeton.

1. Schotterstrafsen.

Die Schotterstrafse (Steinschlagstrafse, Chaussierung) wird in der Regel auf einem Grundbau aus Packlage in mehreren Schotterschichten hergestellt (Bauart Trésaguet) (Abb. 6), seltener ohne Packlage, lediglich aus mehreren Lagen von Kleinschlag (Bauart Mac Adam).

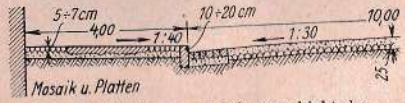


Abb. 6. Packlage und Schotterschicht der Steinschlagstrafse (Bauart Trésaguet).

Möglichst dichte Fahrbahndecke; demgemäfs alle Zwischenräume mit Steingrus am besten aus gleich hartem Material wie der Schotter, ausfüllen; in zweiter Linie sind Kies und grober Sand als Füllstoff geeignet. Erd-, lehm- oder tonhaltige Füllmittel im allgemeinen vermeiden; geringer Lehmgehalt bis 5 vH. ist zulässig. Der Steinschlag soll möglichst hohe Druckfestigkeit, Zähigkeit und geringe Abnutzungsfähigkeit bei scharfkantigem Bruch besitzen, sich gut einbinden und witterungsbeständig sein. Besonders geeignet sind Basalt, Porphyr, Granit und sonstige Hartgesteine.

Für Packlage genügen Steine von geringerer und verschiedener Druckfestigkeit. Zur Steinschlagdecke Kleinschlag von möglichst gleicher Gröfse und würfeliger Form (4 bis 6 cm) verwenden. Herstellung des Klein-

schlages im Handbetrieb mit Steinschlaghämmern von 3 bis 4 kg Gewicht (Akkordtagesleistung eines Arbeiters 3,5 m³ bei Weichgestein, 2,5 m³ bei mittelhartem und 1,7 m³ bei hartem Gestein) oder mit Steinbrechmaschinen (bis 100 m³ tägliche Leistung). Maschinell hergestellter Kleinschlag ist nicht so gleichmäfsig wie Handschlag, enthält viel Feinteile und schalige Stücke. Trotzdem bei den grofsen Bedarfsmengen des neuzeitlichen Strafsenbaues fast nur noch Maschinengewinnung. 1 m³ gewachsener Fels ergibt zerkleinert rd. 2 m³ Gesamtschotter einschliefslich Grus (im Mittel 7 vH Grob-, 29 vH Normal-, 35 vH Feinschotter und 29 vH Grus). Zu 1 m³ gewalzter Schotterbahn rd. 1,3 bis 1,6 m³ Kleinschlag erforderlich.

Randsteine zur Abgrenzung der Steinschlagbahn gegen Seitenbankette (Abb. 6 u. 7). Gut entwässertes Auflager nötig. Auch ausgesucht gröfsere und etwas nachgerichtete Steine der Packlage hierzu geeignet. Gesamtdicke des Fahrbahnkörpers rd. 24 bis 35 cm, darunter für Packlage einschl. etwaiger Mittellage 15 bis 20 cm, für Decklage 9 bis 15 cm erhöhte Dicke nach Strafsenmitte zu unter entsprechender Abminderung nach den Seiten.

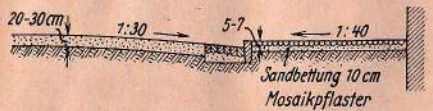


Abb. 7. Steinschlagstrafse ohne Packlage (Bauart Mac Adam).

Befestigung der Schotterstrafsen durch Walzen. Dampfstrafsenwalzen gestatten grofse Arbeitsleistungen ohne bedeutende Betriebs- oder Verkehrsstörung, sind auch auf stark geneigten Strafsen anwendbar und eignen sich namentlich zur Dichtung dicker Decklagen aus hartem Gestein. Derart gewalzte Strafsen zeichnen sich durch grofse Dichtigkeit und ebene Oberfläche aus, sind sofort nach Fertigstellung dem Verkehr zugänglich und dauerhafter als die mit Pferdewalzen gedichteten Strafsen. Letztere bedürfen noch längere Zeit einer sorgfältigen Ueberwachung.

Abb. 8. Motorwalze auf Strafsenfahrgestell.

Motorwalzen (Abb. 8) mit Benzol- oder Rohölmotorantrieb (Diesel-Motor) sind stets betriebsbereit, wendig, wirtschaftlich und anpassungsfähig bezüglich des Betriebsgewichtes.

Strafsenwalzen sollen folgenden Bedingungen entsprechen:

1. Durchmesser der Walzenräder mufs genügend grofs sein; 2. ein Differentialgetriebe mufs verhindern, dafs beim Bogenfahren die Strafsendecke zerstört wird; 3. die Umsteuerung mufs den Uebergang von Vorwärts- zur Rückwärtsbewegung ohne Stillstand oder Rucken gewährleisten; 4. Vorder- und Hinterräder müssen sich dem Strafsenprofil anpassen können (Dreiradwalzen mit Differentialgetriebe und geteilter Hinterachse bewährt).

Die wassergebundene Steinschlagstrafse entspricht den heutigen Begriffen von Haltbarkeit, Wirtschaftlichkeit und Hygiene nicht mehr, ist aber von Bedeutung in allen Fällen, wo Steinschlagstrafsen (neu oder fest-

gefahren, wenn auch ausbesserungsbedürftig) als Unterbau für neuzeitliche Befestigungsarten (Schutz- und Deckschichten) dienen[1]).

2. Pflasterstrafsen.

Pflasterstrafsen besitzen mannigfache bautechnische Vorteile, hohe Lebensdauer, gute Fahreigenschaften, leichte Reinigungsmöglichkeit usw. Nach den Abmessungen des einzelnen Steins unterscheidet man:

a) Grofspflaster,
b) Kleinpflaster,
c) Mosaikpflaster.

Versetzen der Steine in der Strafse von Hand. Steinpflaster in der Regel auf kräftiger, sorgfältig ausgeführter Packlage mit Sand- oder Kiesbettung als Zwischenpolster verlegt. Für Pflasterstrafsen sind die Fugen zwischen den einzelnen Steinen charakteristisch; spröde Steine splittern dort unter schweren Schlägen eisenbereifter Fahrzeuge usw., wodurch im Laufe der Zeit eine Verbreiterung der Fugen, unter Umständen auch eine unebene Oberfläche der Steine entstehen kann. Daher Fugen bei hochwertigem Pflaster zweckmäfsig mit plastischer Vergufsmasse (Asphalt oder Teermischung)[2]) oder mit Zementmörtel ausgiefsen.

Gesteinsarten für Pflastersteine:

1. Weichgesteine: von Sedimentgesteinen Kalksteine, festere Sandsteine; von Eruptivgesteinen Basaltlava, z. T. Trachyt;
2. mittelharte Gesteine: Melaphyr, z. T. Grauwacke, Diabas (grüne Diabase), manche Porphyre, Trachyte, Andesite;
3. Hartgesteine: Granit, Syenit, Diorit, Gabbro und alle Basalte mit Ausnahme der Blasenbasalte oder Basaltlaven, schwarze Diabase, schwarze Melaphyre, Porphyre, manche Quarzporphyre, dichte Quarzite, Hornsteine.

a) Grofs- oder Reihenpflaster. Im allgemeinen für starken, schnellen und schweren Verkehr, aber auch für geringere Verkehrslasten, bei schlechtem Untergrund, in Ueberschwemmungsgebieten und dort, wo häufig Strafsenaufbrüche vorkommen, geeignet, ferner empfohlen, wo sonstige für Stadtstrafsen geeignete Pflasterarten ausscheiden.

Steinhöhe im allgemeinen bei I. Sorte 15 bis 17 cm, ausnahmsweise (Hamburg) 19 bis 21 cm, bei II. Sorte 14 bis 16 cm oder auch 13 bis 15 cm, ausnahmsweise (Hamburg) 18 bis 21 cm oder 16 bis 18 cm; bei Hartgesteinen geringere Höhe zulässig. Fufsfläche zur Kopffläche mindestens $^4/_5$ bei Sorte I bzw. $^2/_3$ bei Sorte II. Geringste vorkommende Länge entspricht ungefähr der Breite des Kopfes. Unterbettung für Grofspflaster besonders widerstandsfähig und unveränderlich herstellen; je nach Untergrundbeschaffenheit und Verkehrsgröfse anwendbar:

1. Sand- oder Kiesbettung 15 bis 20 cm hoch. Dichtung in der Regel durch Einschlämmen mit Wasser.

2. Steinschlagbettung (hergestellt auf Packlage). Mittellage der Chaussierung 15 bis 20 cm hoch, darüber Pflastersand 5 bis 10 cm (Abb. 9) oder vollständige Schotterdecke. In allen Fällen vor Pflasterung sorgfältiges Abwalzen und Aufbringen der Pflastersandschicht.

3. Betonunterbau 15 bis 20 cm dick auf vorher eingeschlämmter, gestampfter oder gewalzter Strafsenfläche. Mischungs-

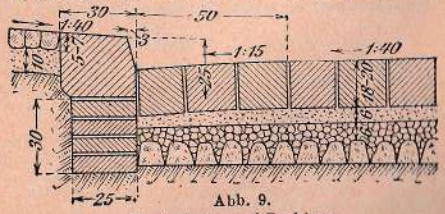


Abb. 9. Grofspflaster auf Packlage.

[1]) S. Merkblätter über Steinschlagstrafsen, Stufa.

[2]) Vorschläge für Asphaltfugenausgufsmassen von Pflasterdecken, Mitteilungen der Forschungsges. f. d. Strafsenwesen, 1936, Nr. 7.

verhältnis z. B. 1 T. Zement, 3 T. Kiessand, 6 bis 8 T. Steingrufs oder Kleinschlag. Pflastersteine müssen bei Betonunterbau in 2 bis 5 cm dicker Sandschicht versetzt werden.

Hochwertig ist Grofspflaster aus Mansfelder Kupferschlackensteinen. Ihre ebenen aufgerauhten Kopfflächen sind sehr widerstandsfähig, die senkrechten Seitenflächen und scharfen Kanten, die auch unter schwerem Schlag nicht splittern, gestatten Verlegung mit engen Fugen und ermöglichen Erzielung einer geschlossenen, ebenen, geräuscharmen und fast stofsfreien Fahrbahn. Unterbau und Verlegung des Pflasters im allgemeinen wie bei Grofspflaster. Kupferschlackensteine lieferbar in Normalmafsen für Grofs- oder Reihenpflaster, als Würfel von 10 cm Kantenlänge für Kleinpflaster und als Formsteine für verschiedene Zwecke.

b) Kleinpflaster. Abmessungen der Kleinpflastersteine (geringere Abmessungen als Grofspflaster und annähernd würfelförmige Gestalt) nach unten begrenzt, weil Fugenzahl und damit Angriffspunkte der Beschädigung um so gröfser, je kleiner die Steine. Empfehlenswerte Kopfgröfse 7×9 cm bei leichtem Verkehr, 8×10 cm bei schwerem Verkehr; gleiche Höhe zweckmäfsig. Fufsfläche zur Kopffläche wenigstens $^3/_4$, besser $^4/_5$. Als Unterbau gute, fest eingefahrene Schotterstrafsen, Packlage mit abgewalzter Steinschlagzwischenschicht oder Betonfundament; Unterbettung entsprechend profilieren. Zwischen Unterbettung und Kleinpflaster 2 cm Pflasterkies. Pflasterung in Segmentbogenform in polygonaler Anordnung oder in Diagonalen üblich, seltener in senkrecht zur Strafsenachse angeordneten Reihen. Abrammen, auch Abwalzen der Pflasterfläche nach vorherigem Ueberstreuen mit feinem Hartsteingrus oder Kies, dient zugleich zur Verspannung des fertig eingebauten Pflasters. Krättiges, gut verankertes seitliches Widerlager (tiefe Bordsteine) empfehlenswert.

Sonderbauweise: Kleinpflaster in Zementmörtel verlegt. Steine werden in Bett aus ziemlich trockenem (erdfeuchtem) Beton eingesetzt und abgerammmt und die Fugen nachträglich mit nassem Zementmörtel ausgegossen. Bis zur Verkehrsübergabe der Strafse (erst nach völligem Erhärten des Betons) Decke gehörig nafs halten. Quergefälle ausnahmsweise 1 : 20, in der Regel 1 : 33, bei breiten Strafsen bis zu 1 : 50. Querfugen. Da diese Bauart gewöhnlich auf einer Betonunterbettung ausgeführt wird, mit der das Kleinpflaster durch die Ausführungsweise fest verbunden wird, stellt sie eigentlich eine Betondecke mit einer Steinverschleifsschicht dar, und mufs entsprechend dieser Bauweise auch mit Längs- und Querfugen (s. Abschnitt Betonstrafsen) ausgestattet werden.

c) Mosaikpflaster. Als Befestigung viel begangener Gehwege, Bürgersteige in Städten, Bahnsteige usw., bewährt. Es besteht in der Regel aus würfelig spaltendem Kalkstein, der nicht schlüpfrig (speckig) werden soll. Nach Regenfällen ist Mosaikpflaster bald trocken, da Kalksteine eine gewisse Wassermenge aufnehmen und durch die zahlreichen Fugen genügend Möglichkeit zum schnellen Versickern des Wassers vorhanden ist.

3. Betonstrafsen.

Betonstrafsen sind solche Strafsen, bei denen eine ein- oder mehrschichtige Betonplatte unmittelbar auf geeignetem Baugrund oder auf vorhandenem anderem Unterbau (alte, festgefahrene Steinschlagstrafse, Kopfpflaster u. dgl.) verlegt wird.

Im Bau von Betonstrafsen ist erst von 1909 ab, namentlich in den Vereinigten Staaten, ein wesentlicher Aufschwung festzustellen. In den Vereinigten Staaten wurden bis dahin im ganzen 494 000 m² Betonstrafsen, 1909 allein rd. 372 000 m² neu gebaut. Die folgenden Jahre zeigten eine sprunghafte Steigerung, bis 1928 die Jahresleistung auf 120 Mill. m² stieg und die Gesamtfläche der vorhandenen Betonstrafsen 835,5 Mill. m² erreichte (bei überwiegender Mehrheit auf Landstrafsen und Strafsen in kleineren Städten). Heutiger Umfang der amerikanischen Betonstrafsen übertrifft mit rd. 220 000 km bereits die Länge des gesamten befestigten deutschen Strafsennetzes von rd. 211 000 km.

Auch in Deutschland starke Entwicklung des Betonstrafsenbaues namentlich in den letzten Jahren festzustellen.

Entwicklung des Betonstrafsenbaues durch eine Reihe günstiger Eigenschaften dieses Strafsenbaustoffs, wie: geringe und dabei gleichmäfsige Abnutzung; gleichmäfsige Festigkeit bei jeder Witterung und Temperatur (Temperaturunterschiede von 41 bis 67° C), grofse Tragfähigkeit auch für schwere Lasten; rauhe, dabei vollständig ebene Fahrbahn, daher ruhiges und sicheres Fahren; geringe Staub-, Schmutz- und Geräuschentwicklung; bequeme Reinigungsmöglichkeit; Vermeidung von Glätte und Schlüpfrigkeit auch bei nassem Wetter, schnelles Abtrocknen; Ueberwindung gröfserer Steigungen ohne Schwierigkeiten, zugelassen im öffentlichen Verkehr Gefälle 5 bis 10 vH (die Steilstrecke des Nürburgringes mit Steigung von 27 vH wurde mit Erfolg in Beton hergestellt); Helligkeit der Fahrbahn, daher gute Sichtigkeit auch bei Nacht; hoher Maschineneinsatz, schnelle Herstellungsmöglichkeit bei Verwendung ungelernter Arbeiter; geringe Herstellungs- und niedrige Unterhaltungskosten.

Beim Ausbau des Netzes der Reichsautobahnen wird Beton als Fahrbahnbelag bevorzugt, da er neben seinen technisch und wirtschaftlich guten Eigenschaften vom Kraftfahrer als besondersgeeignete Fahrbahnbefestigung für Schnellverkehrsstrafsen angesehen wird.

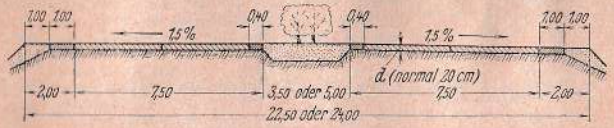


Abb. 10. Querschnitt einer Reichsautobahn mit Betonfahrbahn.

Die Betonstrafse benötigt eine verhältnismäfsig lange Erhärtungszeit, daher Verkehrsübergabe später als bei anderen Befestigungsarten; dieser Nachteil ist bei Verwendung hochwertigen Zementes beim Bau der letzten zehn Tagewerke zum Teil ausgleichbar.

Genaue Anweisung mit Einzelheiten über Baustoffragen, Zusammensetzung, Mischung, Einbau, Prüfung und Nachbehandlung des Betons, sowie Unterhaltung von Betonstrafsen enthält das „Merkblatt für Betonstrafsen", Stufa, Juni 1933. Für Reichsautobahnen gelten z. T. noch schärfere Bestimmungen, vgl. „Richtlinien für Fahrbahndecken", April 1936.

Baustoffe. Als Zement den Normen entsprechenden Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement verwenden. Hochwertiger, schnell erhärtender Normenzement kann mit Rücksicht auf Beschleunigung der Verkehrsübergabe trotz höheren Preises wirtschaftliche Vorteile bieten [1]). Als Zuschläge natürliche Hartgesteine oder Kunststoffe in natürlicher Körnung oder zerkleinert.

Hochofenschlacke als Zuschlag für Beton mufs den „Richtlinien für die Lieferung und Prüfung von Hochofenschlacke als Strafsenbaustoff", April 1931, Mitteilungen der Stufa, Nr. 14, 1931, entsprechen.

Für die Verschleifsschicht Grus und Splitt, vorzüglich aus Hartstein, als Zuschläge verarbeiten. Das Gestein mufs hohe Zähigkeit besitzen und unbedingt wetterbeständig sein. Kornzusammensetzung der mineralischen Bestandteile durch Siebproben laufend überwachen. Maschinenmischungen verdienen vor Handmischungen den Vorzug, da sie gleichmäfsiger sind (Handmischungen ergeben nach Garbotz Güteverschlechterungen bis 40 vH). Für Wasserbeigabe genormte Wasserbehälter an Mischmaschine anbringen, um ständig gleichbleibende Wassermenge der Mischung zu gewährleisten.

Strafsenquerschnitt. Die Betonstrafse wird ein- oder zweischichtig, unbewehrt oder bewehrt, ausgeführt. Beim einschichtigen Querschnitt

[1]) Vgl. Graf, Ueber Zement für Autostrafsen. Zement 1935, Nr. 23.

Zementgehalt und Zuschläge in gesamter Querschnittdicke einheitlich, beim zweischichtigen nur 5 bis 7 cm starke Oberschicht mit hohem Zementgehalt und hochwertigen Zuschlägen, die dickere Unterschicht geringwertiger. Dicke des Querschnitts je nach Tragfähigkeit des Untergrundes, Verkehrsbeanspruchungen, klimatischen Verhältnissen usw. Die unbewehrte Betondecke soll auf festem, unnachgiebigem Unterbau 15 cm, auf festem, gleichmäfsig tragfähigem Untergrund 18 cm, unter mittleren Verhältnissen ohne Unterbau 20 cm, bei unzuverlässigem Untergrund 25 cm stark sein. Querprofil dachförmig; Neigung 1,5 bis 2,5 vH, wobei geringere Neigung bei stärkerem Längsgefälle.

Abb. 11. Querschnitt einer städtischen Siedlungsstrafse mit Betonfahrbahn.

Mindestmenge an Zement in 1 m³ fertigen Beton:

Für Einschichtstrafse und Oberschicht der Zweischichtenstrafse 350 kg, für Unterschicht der Zweischichtenstrafse bei einer Dicke der Unterschicht von weniger als 15 cm 250 kg, von mehr als 15 cm 225 kg.

Bei den Reichsautobahnen wird ein Zementgehalt von mindestens 300 und höchstens 350 kg in 1 m³ Beton durchgängig vorgeschrieben. Die Menge richtet sich nach der Verarbeitbarkeit des Betons und den verlangten Festigkeiten (s. S. 340). Im allgemeinen genügen 320 bis 330 kg.

Bei Zweischichtenbauweise darf Beton der Unterschicht beim Aufbringen der Oberschicht noch nicht abzubinden begonnen haben (frisch auf frisch).

Bauverfahren. Leistung der Mischmaschine grofs genug wählen, um Stockungen und somit unwirtschaftliche Ausnutzung von Maschinen und Arbeitskräften zu vermeiden. Mischmaschine je nach Umständen ortsfest oder fahrbar. Frisch eingebrachten Beton in Schichten von nicht über 15 cm gleichmäfsig ausbreiten.

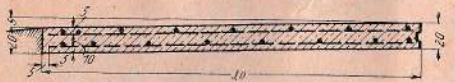


Abb. 12. Doppelte Bewehrung mit Baustahlgewebe.

Für Verdichtung des Betons und Schlufsbearbeitung steht eine Reihe besonderer Maschinen zur Verfügung. Bei Verwendung von Fertigern hinreichender Kraft neuerdings Verdichtung von 20 cm starker Betondecke (verdichteter Zustand) in einem Arbeitsgang möglich.

Wellenfreiheit der Betonstrafse wird durch sorgfältiges Verlegen und Ausnivellieren der Seitenschalung, die zugleich als Unterbau für die Laufräder des Strafsenfertigers dient, erreicht. Seitenschalung kann aus Eisen bestimmter Formgebung, vielfach auf Betonrandstreifen verlegt, bestehen; wo weniger hohe Anforderungen an Ebenflächigkeit vorliegen, Seitenschalung auch aus starken Holzbohlen.

Abb. 13. Bordsteinanordnung in Verbindung mit der Strafsendecke.

Zur Gewährleistung der freien Beweglichkeit der Betonplatte auf gewachsenem Boden dünne, die Reibung mindernde Zwischenschicht aus Asche oder grobem Sand. Besteht Untergrund selbst aus Sand, ist Zwischenschicht entbehrlich. Bei festem Untergrund wird Bewegungsmöglichkeit auch durch Anstrich mit bituminöser Masse erreicht. Sauberkeitsschicht aus Sand ist notwendig, wo bei bindigen Böden Gefahr besteht, dafs das Planum aufgeweicht oder durch Baubetrieb beschädigt wird. Vor Einbringen der Decke das verdichtete und geebnete Planum mit einer Lage von zähem Papier abdecken, das auch in feuchtem Zustand nicht wellig wird und beim Begehen nicht durchgetreten werden kann. —

Wo der Untergrund starkes Arbeiten der Plattenenden oder ungleichmäfsiges Setzen benachbarter Platten oder ungleichmäfsige Hebungen durch Frost erwarten läfst, Querfugen verdübeln. Dadurch wird Lastübertragung an den Fugen und gleichmäfsige Höhenlage der Plattenenden angestrebt. Die Dübel müssen eine Längsbewegung der Platten durch geeignete Konstruktion erlauben[1]). Dübel können auch in Längsfugen zweckmäfsig sein, wirken hier aber nicht als tragende Konstruktionsteile, sondern werden nur in Feldmitte angeordnet, um ein Wandern der benachbarten Platten zu verhindern. Daher hier die Dübel fest einbetonieren.

Eiseneinlagen in Betonstrafsen haben den Zweck, die durch innere Spannungen, äufsere Einflüsse usw. hervorgerufenen Risse der Betonplatte zu unterbinden oder einzuschränken und das Klaffen vorhandener Risse zu verhindern. Ueber die Notwendigkeit der Eisenbewehrung von Betonstrafsen gehen die Ansichten in Deutschland noch auseinander. Uebereinstimmend wird bei unsicheren Untergrundverhältnissen Bewehrung für notwendig erachtet. Dabei zahlreiche gleichmäfsig verteilte Eisenstäbe geringeren Einzelquerschnitts geeigneter als wenige in gröfseren Abständen verlegte Eisen vom selben Gesamtquerschnitt. Bewährt hat sich punktgeschweifstes Stahldrahtgewebe, das am besten nicht in Rollen, sondern in flachen Matten zur Baustelle befördert wird. Wo Eiseneinlagen hauptsächlich mit Rücksicht auf unzuverlässigen Untergrund vorgesehen sind, schwankt ihr Gewicht zwischen 2,5 und 6 kg/m², ihre Dicke zwischen 5 und 12 mm. Lage der Eisen im Betonquerschnitt richtet sich nach dem besonderen Zweck der Bewehrung. Im Regelfall liegen sie im oberen Teil der Betondecke; Betonüberdeckung dabei wenigstens 4 cm. Bei unzuverlässigem Untergrund kann ferner eine untere Eiseneinlage wie auch eine Randbewehrung des Betonquerschnitts zweckmäfsig sein. Liegen bei zweischichtigen Betonstrafsen die unteren Eiseneinlagen im Unterbeton, mufs dessen Zementgehalt wenigstens 275 kg/m³ Beton betragen.

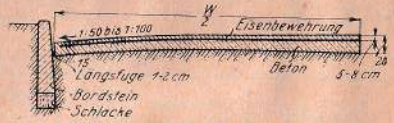


Abb. 14. Bordstein durch asphaltierte Fuge von Strafsendecke und Bürgersteig getrennt.

Bedeutung der Risse in Betonstrafsen zwar wiederholt als Nachteil geltend gemacht, im allgemeinen aber überschätzt. Risse müssen nicht notwendig Entwertung der Strafse zur Folge haben, wenn sie pfleglich und sachgemäfs behandelt werden. Um freie Bewegungsmöglichkeit des Betons zu gewährleisten, (Einflufs aus Temperaturschwankungen, Untergrund usw.) wird die Betonstrafse durch Fugen in einzelne Felder aufgeteilt; dadurch zugleich der Bildung willkürlicher Risse vorgebeugt. Fugen werden vorgesehen als Querfugen in Abständen von 10 bis 25 m, als Längsfugen bei Strafsenbreiten von 5 m und mehr.

Fugen werden ausgebildet als

a) Raumfugen. Sie werden in der ganzen Querschnittstärke ausgebildet in Weiten von 10 bis 25 mm. Für ihre Ausführung zahlreiche Vorschläge[2]). Grundsatz für die Ausbildung der Raumfugen ist, sie so herzustellen, dafs einmal die Ausfüllmasse innerhalb der erforderlichen Grenzen genügend zusammengepreifst werden kann (bei Ausdehnung der Betonplatten) und anderseits auch bei Zusammenziehung der Platten wasserdichter Abschlufs praktisch gewährleistet ist.

b) Scheinfugen. Anordnung zwischen Raumfugen, wenn technisch oder wirtschaftlich Vorteile erreichbar. Als Scheinfuge genügt 5 cm tiefer, 6 mm breiter Einschnitt von oben in die Betonplatte.

[1]) Vgl. Richtlinien für Fahrbahndecken. — [2]) Dittrich, Kritische Betrachtungen zum Bau der Betonfahrbahndecken der Reichsautobahnen. Forschungsgesellschaft für das Strafsenwesen 1936. Woerner, Fugenherstellung auf den Reichsautobahnen im Jahr 1936. Mitteilungen der Forschungsgesellschaft Nr. 6, 1936. Besondere Anforderungen an die Ausbildung der Fugen für Reichsautobahnen, vgl. Richtlinien für Fahrbahndecken, April 1936.

Fugen von Betonstrafsen müssen sorgfältig ausgeführt, ständig beobachtet und pfleglich behandelt werden. Oberflächen der beiderseits an eine Fuge grenzenden Felder müssen auf gleicher Höhe liegen, da sonst die Wagen schädliche Stöfse erfahren und an den Betonkanten Absplitterungen auftreten[1]).

Die Fugenausgufsmasse[2]) besteht aus einem gleichmäfsigen, giefsfähigen Gemisch von Asphalt oder Teer oder auch Mischungen aus beiden Stoffen mit Mineralstoffen (kohlensaurer Kalk, Kieselgur, gesiebte Braunkohlenasche, Mikroasbest, Schlackenwolle usw.); diese sollen 30 bis 50 Gew.-% der Masse ausmachen und auf Zementfeinheit gemahlen sein. Beim Aufschmelzen darf die Masse weder schäumen noch spritzen und mufs sich bei 100 bis 120° gut flüssig in eine 5 mm breite Steinfuge eingiefsen lassen; ferner darf sie, auf 0° abgekühlt und zerschlagen, nur einzelne gröfsere Stücke bilden, also nicht splittern oder in kleine Teile zerfallen.

Nachbehandlung der fertigen Strafsendecke. Frisch hergestellte Betonstrafsen während 24 Std. in geeigneter Weise vor Austrocknung durch Wind oder Sonnenbestrahlung, sowie vor starken Regenfällen u. dgl. schützen. Nach völligem Erstarren des Betons Abdeckung mindestens 10 Tage lang gehörig nafs halten. Fugen zunächst offen halten und bis zur Füllung vor Verunreinigungen schützen. Verkehrsübergabe erst dann, wenn Beton ausreichend erhärtet ist. Erforderliche Betonfestigkeiten nach Merkblatt der Stufa s. Tafel.

Betonfestigkeiten.

Beton für	Verwendete Betonart	Prüfalter Tage	Druckfestigkeit kg/cm² mind.	Druckfestigkeit kg/cm² i. M.	Biegezugfestigkeit kg/cm² mind.	Biegezugfestigkeit kg/cm² i. M.
einschichtige Decke oder Oberschicht	hochwertiger Zement	7	200	250	24	28
	normaler Zement	28	250	320	30	35
Unterschicht	hochwertiger Zement	7	120	160	15	20
	normaler Zement	28	150	200	20	25

Für Reichsautobahnen werden in Ober- und Unterbeton gleiche Druckfestigkeit, und zwar von mindestens 330, i. M. 400, und Biegefestigkeit mindestens 38, i. M. 45 kg/cm², verlangt.

Wird zur Abkürzung der Sperrfrist für das in den letzten 10 Arbeitstagen ausgeführte Strafsenstück hochwertiger Zement verwendet, kann die Strafse im allgemeinen bereits 10 Tage nach Fertigstellung des letzten Stückes dem Verkehr übergeben werden.

Die Unterhaltungskosten von Betonstrafsen sind, soweit deutsche Erfahrungen vorliegen, gering. Beschädigungen der Strafsenoberfläche müssen unverzüglich nach den im „Merkblatt für Betonstrafsen", Stufa, angegebenen Verfahren beseitigt werden. Auf der Versuchsstrafse in Braunschweig wurden beim Ausbessern schadhafter Stellen der Betonstrecke bei Verwendung von Sika als Betonzusatz günstige Ergebnisse erzielt. Nach der Denkschrift des Deutschen Strafsenbauverbandes (Heft V) haben die mit Sikazusatz hergestellten Flickstellen auf der stark belasteten Spur 4 einwandfrei gehalten; sie konnten schon nach 36 Stunden dem Verkehr übergeben werden, eine Abnutzung war kaum festzustellen.

Besondere Oberflächenanstriche weder notwendig noch zweckmäfsig; in Deutschland daher nicht mehr angewendet.

[1]) Vgl. a. Bautechn. 1936, Heft 1 u. 9.
[2]) Für Reichsautobahnen besondere Lieferungsbedingungen.

Bei Betonstrafsen kommt der laufenden Prüfung und Ueberwachung nicht nur der Endfestigkeiten, sondern des Mischgutes auf der Baustelle erhöhte Bedeutung zu. Ueber Anforderungen an eine sorgsam und gewissenhaft durchgeführte Baustellenüberwachung vgl. „Merkblatt für Betonstrafsen". Es ist erwünscht, über sämtliche Prüfungen schriftliche Aufzeichnungen zu machen und in Form eines Tagebuches den Strafsenakten beizufügen.

In dem Bestreben, wertvolle, vornehmlich für den Strafsenbau wichtige Eigenschaften des Betons zu erhöhen, wurden verschiedene Sonderbauweisen entwickelt; sie bezwecken Vermeidung schneller Abnutzung, Beschädigung, Rissebildung usw.

Zementschotterstrafsen. Sollen alte, noch tragfähige Beläge als Unterbau für neue Decken verwendet werden, so wird man in der Regel vom Bau von Betonstrafsen absehen und Zementschotterstrafsen wählen, da ihre Herstellungskosten geringer sind. Zementschotterstrafsen eignen sich für leichten und mittelschweren Verkehr.

Das Steingerüst der Zementschotterstrafse ist im Gegensatz zur Betonstrafse nach dem Makadamprinzip aufgebaut und besteht demnach im wesentlichen aus gleichmäfsig gekörntem Schotter, der durch Zementmörtel verkittet wird. Mörtelbedarf wird so bemessen, dafs die Hohlräume des Schotters nach erfolgter Verdichtung gut ausgefüllt werden; dazu Schotter und Mörtel in Lagen getrennt voneinander einbringen, wobei Anzahl und Dicke der Lagen je nach Verkehrs- und Untergrundverhältnissen usw. verschieden gewählt werden können. Verdichten der Zementschotterstrafse durch Walzen; Walzengewicht zwischen 6 und 9 t. Zum nachträglichen Abwalzen der Oberfläche leichte Handwalzen anwendbar.

Zementbeton findet weiterhin Verwendung im Strafsenbau zur Herstellung von Zementplatten für Pflasterzwecke, als Unterbau von Strafsen, deren Deckschicht aus andersartigem Material (Steinpflaster, Asphalt, Teer, Holz usw.) besteht, als Befestigung der Seitenbankette, zur Herstellung von Randsteinen sowie zur Befestigung von Radfahrwegen, seitlichen Randstreifen verschiedener Pflasterarten (s. S. 342) usw.

4. Asphaltstrafsen.

In Deutschland bezeichnet man als Bitumen den Destillationsrückstand der Erdöle und die löslichen Anteile aus dem Naturasphalt, als Asphalt das in der Natur vorkommende oder künstlich hergestellte Gemisch aus Bitumen und Mineralien. Strafsenbeläge erhalten eine erläuternde Bezeichnung, je nachdem sie gestampft (Stampfasphalt), gegossen (Gufs-) oder gewalzt (Walzasphalt) werden, oder welche andere Ausführung sonst in Frage kommt. Ferner unterscheidet man je nach Aufbereitungsform: Bitumenemulsion (Bitumen, das emulgiert ist), Verschnittbitumen (durch Oelzusätze leichtflüssiger gemacht) usw.

Bitumen wird in natürlichen Vorkommen (in inniger Verbindung mit Gestein oder mineralischen Ablagerungen) gefunden oder durch Destillation von Erdöl künstlich erzeugt.

Naturbitumen sind im allgemeinen schwarze, zähflüssige bis feste Massen, gegen Einwirkung von Chemikalien beständig. Eigenschaften je nach Herkunft, Zusammensetzung und geologischem Alter verschieden. Aufser typischen Vertretern dieser Gruppe von den Inseln Trinidad, Bermudas, Kuba, von Mexiko, Val de Travers, Neufchatel usw. finden sich bituminöse Vorkommen auch in Deutschland bei Limmer und Vorwohle in der Provinz Hannover und einigen anderen Punkten.

Künstliches Bitumen wird durch vorsichtige Leitung des Destillationsprozesses aus gewissen Erdölen als Rückstandsprodukt erhalten, entspricht weitgehend natürlichem Bitumen. In Deutschland fallen als Nebenprodukt grofse Mengen Bitumen an, während Naturasphalte in nur kleinen Mengen gewonnen und meist eingeführt werden. Künstliche Bitumina gestatten die Herstellung von Mischungen mit Mineralien verschiedenster Art in jedem gewünschten Mengenverhältnis; die Verwendung von Naturasphalt setzt dagegen eine gewisse Bindung an bestimmte Strafsenbauverfahren voraus.

Verschnittbitumina sind normale Bitumensorten mittleren Schmelzgrades, denen zur Erzielung einer zeitweiligen Verflüssigung, etwa zur Erleichterung der Verarbeitung, leichtflüssige Oele in bestimmter Menge zugesetzt sind.

Bitumenemulsionen sind Erzeugnisse, bei denen reines Bitumen so umgewandelt ist, dafs es sich mit Wasser mischen läfst. Die haltbare Mischung erfährt bei Berührung mit mineralischen Bestandteilen eine Brechung; wässerige Anteile scheiden aus und verdunsten; auf der Strafse bzw. am Gestein bleibt lediglich die Bitumenmasse zurück. Bitumenemulsionen finden heute eine vielseitige Anwendung im Strafsenbau.

Auch Mischungen von Teer und Bitumen in vielen Fällen mit Erfolg benutzt.

Mit Teer- oder Asphaltdecken befestigte Randstreifen werden zweckmäfsig durch geeignete Absplittung o. dgl. von der Fahrbahn auffällig abweichend gekennzeichnet.

Im neuzeitlichen Strafsenbau unterscheidet man im wesentlichen folgende Asphaltbauverfahren: 1. Stampfasphalt, 2. Gufsasphalt, 3. Walzasphalt (Sandasphalt, Asphaltbeton, Asphaltmakadam, Asphalteinstreudecken), 4. Oberflächenbehandlung mit Bitumen.

1. Stampfasphalt. Zu Stampfasphaltbelägen eignet sich am besten Asphaltkalkstein mit 10 bis 12 vH Bitumengehalt. Naturasphalt mit

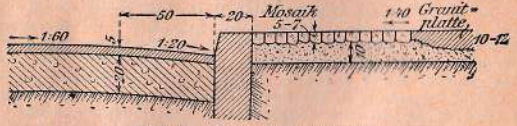


Abb. 15. Stampfasphaltstrafse.

höherem oder geringerem Bindemittelgehalt durch Magerung oder Anreicherung auf zweckmäfsiges Mengenverhältnis bringen. Die Rohstoffe werden durch Steinbrecher und Desintegrator zu Pulver mechanisch zerkleinert. Das Asphaltmehl wird auf 90 bis 130° erhitzt, in einer Dicke von 7 bis 8 cm auf 20 bis 30 cm dicker Betonunterlage aufgebracht (Abb. 15), durch heifse Stampfer und erhitzte Walzen verdichtet und vorteilhaft durch heifse Glätteisen gebügelt. Stampfasphaltdecke kann dem Verkehr alsbald übergeben werden, der weitere Verdichtung bewirkt. Stampfasphalt als hochwertiges Pflaster hauptsächlich in verkehrsreichen Stadtstrafsen. Unter gummibereiftem Verkehr, der in solchen Strafsen vorherrscht, zeigt Stampfasphalt Neigung zum Glatt- und Schlüpfrigwerden, was namentlich bei einsetzendem Regen gefährlich werden kann. Man hat daher auf mannigfache Art versucht, dem Stampfasphalt seine Glätte zu nehmen; verschiedene Verfahren, je nachdem es sich um Rauhgestaltung neu einzubauender oder Aufrauhung vorhandener Stampfasphaltstrafsen handelt[1]). Unterhaltung der Stampfasphaltstrafsen ist verhältnismäfsig einfach, beschränkt sich in der Hauptsache auf Ausbesserung schadhaft gewordener Stellen verschieden grofsen Umfangs.

2. Gufsasphalt. Ursprünglich vorwiegend für Strafsen mit geringem und mittlerem Verkehr. Bei schwerer Verkehrsbelastung an Stelle des sonst üblichen Kieses Hartsteingrus verwenden (Hartgufsasphalt). Hartgufsasphalt wird wie Stampfasphalt auf Betonunterbau (Dicke je nach Verkehrsbelastung, bis 30 cm) hergestellt; er besteht aus einem Gemisch aus natürlichem Asphaltkalksteinmehl (Stampfasphaltmehl), Trinidadasphalt oder reinem Bitumen und mineralischen Zuschlagstoffen. Mengenanteil des Bindemittels so bemessen, dafs heifses Gemisch eben noch streichfähig ist (etwa 15 bis 18 vH).

3. Walzasphalt. Walzasphaltbeläge werden aus den mineralischen Bestandteilen (Schotter, Splitt, Sand und teilweise Steinmehl) unter Beifügung eines bestimmten Mengenanteils von reinem Bitumen hergestellt

[1]) Merkblatt Aufrauhung von Stampfasphaltbelägen, Stufa.

Die grofse Anzahl der Mischungen und Bauverfahren gliedert sich in splittarme und splittreiche Gemische, wobei unter den ersteren alle Zusammensetzungen verstanden werden, die auf dem englischen Zehnmaschensieb weniger als 50 vH Anteile haben, unter den letzteren die mit mehr als 50 vH. Sogenannte splittreiche Gemische fallen in die Gruppe des Steinschlagasphalts (Asphaltgrobbeton, Askalit usw.) und sind gegebene Beläge für Landstrafsen, wo sie sich bei richtiger Zusammensetzung durch Rauheit, Verkehrssicherheit und bei sachgemäfser Unterhaltung durch grofse Haltbarkeit auszeichnen. Splittarme Gemische sind Verwandte des Sandasphalts und aus diesem hervorgegangen; hierher gehören Sandasphalt, Asphaltfeinbeton, Topeka usw. Sie sind gegebene Befestigungsarten für Stadtstrafsen.

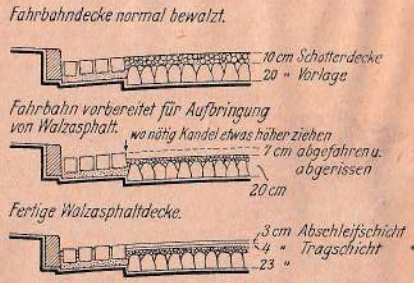


Abb. 16. Walzasphaltdecke.

a) Sandasphalt ist von allen Walzasphaltverfahren durch kleinstes Korn der mineralischen Bestandteile gekennzeichnet. Quetsch- oder Quarzsand wird mit Steinmehl als Füllstoff so zusammengesetzt, dafs die Mineralmasse ein Mindestmafs an Hohlräumen enthält. Sand hierzu getrocknet, auf 160 bis 180° C erhitzt und mit Steinmehl und Bitumen in einer Mischmaschine heifs gemischt. Mischung heifs oder kalt mit oder ohne Binderschicht, je nach Unterbau aufbringen und festwalzen. Bitumengehalt etwa 10 bis 11 vH.

Wird Korn der mineralischen Zuschlagstoffe etwas gröfser gewählt, entsteht sogenannter Topekabelag; er sollte in einer Dicke von nicht unter 3 cm auf dem Binder verlegt werden. Einschichtig gebaut, empfiehlt sich eine Belagdicke zwischen 4 und 6 cm.

b) Asphaltbeton. Hierbei haben gröfster Korndurchmesser und Menge des Splittanteils gegenüber Topeka eine weitere Erhöhung erfahren. Mischgut (Steinsplitt, Steingrus und Quetschsand als mineralische Zuschlagstoffe) auf 160 bis 180° C erhitzt, mit Bitumen in Mischmaschine gemischt und in heifsem Zustand (150 bis 170°) auf Strafse verlegt und eingewalzt. Dicke etwa 8 cm. Je nachdem gröbstes Korn der Zuschlagstoffe über oder unter 12 mm beträgt, unterscheidet man Asphaltgrobbeton und Asphaltfeinbeton. Asphaltbeton kann bei Verwendung der sogenannten Verschnittbitumina (Weichasphalte) als Bindemittel auch kalt eingebaut werden.

c) Asphaltmakadam kann sowohl im Heifs- als auch im Kalteinbauverfahren je nach Art und Stärke des Verkehrs und dem Zustand des Unterbaues 5 bis 7 cm dick ausgeführt werden. Die Decke stellt keinen Ersatz für schwere, hoch zu beanspruchende Decken (Sandasphalt, Gufsasphalt usw.) dar und soll daher bei überwiegendem, schwerem Pferdefuhrwerkverkehr nicht angewendet werden. Einbau ein- oder zweischichtig, wobei jede Schicht für sich mit einer 7 bis 12 t schweren Walze abgewalzt wird. Bei Belägen auf altem Steinpflaster empfiehlt sich Mindestdicke von 7 cm. Starke Vertiefungen zwischen den Pflasterköpfen vorher mit bituminiertem Splitt ausgleichen. Asphaltmakadam, der absichtlich nicht dicht zusammengesetzt ist und im Anfang Hohlräume besitzt, erfordert eine Verschlufsdecke aus Oberflächenbehandlung und Steingrusabdeckung, die leicht abgewalzt wird. Sobald Deckhaut abgefahren oder verletzt ist, mufs sie unverzüglich erneuert werden, da sonst Bestand der Decke gefährdet. Unter dem Verkehr verdichtet sich der Belag im Laufe der Zeit. Asphaltmakadam nach dem Mischverfahren wird dadurch hergestellt, dafs ein Gemenge von Feinschotter, Splitt, Steingrus und Quetschsand auf 160 bis 180° erhitzt

mit Bitumen gemischt und heifs, bei Verwendung von Verschnittbitumen auch kalt eingebaut und gewalzt wird. Steinschlagasphalt auch nach dem Tränkverfahren herstellbar; dabei in eine trocken eingewalzte Lage von Steinschlag, enthaltend Grobschotter oder Grob- und Mittelschotter und Splitt, heifses Bitumen eingiefsen. Belag wird mit Splitt und Grus nochmals abgedeckt und überwalzt.

In neuerer Zeit wird mit Bitumen umhülltes Gestein in kaltem Zustand vorteilhaft eingebaut. Das Gemisch ist auch in kaltem Zustand noch leicht zu handhaben; als Bindemittel dabei Verschnittbitumen.

d) Asphalteinstreudecken, auch Fugendecken genannt, sind Schotterbeläge, bei denen die Verkittung der einzelnen Mineralteile durch bituminierten Grus, Körnung 5 bis 15, erzielt wird. Sie finden Anwendung auf neu profilierter Steinschlagstrafse mit mittelschwerem, in der ersten Zeit wenigstens rd. 50 vH gummibereiftem Verkehr. Zur Erzielung der notwendigen guten Verankerung des Belages mit dem Unterbau vorhandene schlechte Steinschlagdecke aufreifsen und neu profilieren. Ist alte Steinschlagdecke noch in gutem Zustand, statt Einstreudecke zweckmäfsig Asphaltmakadamdecke wählen. Auf profilierte Unterlage Schotter in Korngröfse von 40 bis 60 mm ausbreiten und mit einer 16-t-Walze leicht andrücken. Gründliches Abwalzen mit 18-t-Walze hat den Zweck, die Hohlräume der Schotterlage mit bituminiertem Material gleichmäfsig auszufüllen. Eine zweite Lage bituminierter Grus, Körnung 3 bis 15 mm, als Abschlufs so lange abwalzen, bis Decke festliegt. Sofortige oder spätere Aufbringung einer Verschlufsdecke mit Rücksicht auf noch vorhandene Hohlräume notwendig.

4. Oberflächenbehandlung mit Bitumen. Steinschlagstrafsen werden zum Zweck der Staubverhütung und längerer Haltbarkeit mit leichtflüssigem Bitumen (Schmelzpunkt etwa 25 bis 30°) behandelt, das mit Zerstäubern auf die Fahrbahn aufgespritzt wird. Bitumenüberzug sofort mit trockenem Sand oder Grus abdecken und das Ganze walzen. Oberflächenasphaltierung von Zeit zu Zeit wiederholen. Oberflächenbehandlungen nicht nur mit den üblichen heifs zu verarbeitenden Bitumensorten, sondern auch unter Verwendung von Bitumenemulsionen und Verschnittbitumen herstellbar.

Bei sogenannter verstärkter Oberflächenbehandlung wird als Abdeckstoff nicht Rohgrus, sondern bituminierter Grus verwendet.

Teppichbeläge werden durch Wiederholung verstärkter Oberflächenbehandlungen hergestellt; sie haben gröfseren Verbrauch an Splitt, aber auch längere Lebensdauer als Oberflächenbehandlungen. Teppichbeläge werden mit Erfolg zur Befestigung von Landstrafsen mit leichtem bis mittelschwerem Verkehr, Promenadenwegen, Radfahrwegen, Schulhöfen usw. verlegt, sind aber nicht geeignet zur Abdeckung alten, holprigen Steinpflasters, da sich schon nach kurzer Zeit die Pflasterköpfe durchdrücken. In solchen Fällen Asphaltmakadam empfehlenswert.

5. Teerstrafsen.

Im Teerstrafsenbau finden die aus der Verkokung von Steinkohle gewonnenen Teere (ölige bis zähe Flüssigkeiten brauner bis tiefschwarzer Färbung vom spezifischen Gewicht 1,1 bis 1,2) als Bindemittel Verwendung. Strafsenteer kann man sich vorstellen als Gemisch von Pech und Teerölen. Dabei mufs zur Erreichung der notwendigen Kitt- und Klebewirkung ein Mindestgehalt an Pech, dem Träger dieser Eigenschaften, vorhanden sein. Untere Grenze des Pechgehalts rd. 55 vH; für Oberflächenbefestigungen im allgemeinen Teere mit 55 bis 65 vH Pech, für Tränk-, Misch- und Einstreumakadam mit 60 bis 70 vH, für Teerbetondecke vielfach noch höherer Pechgehalt (bis 75 vH) gefordert. Pech bildet die Grundlage aller genormten Strafsenteere.

Je nach Art der im Strafsenteer enthaltenen Teeröle unterscheidet man:

a) die Strafsenteere I und II,

b) die sogenannten Anthrazenölteere.[1])

[1]) Neueinteilung der Strafsenteere nach Vorschlag Mallison siehe „Mitteilungen" d. Forschungsges. Nr. 3, 1937.

Genormte Strafsenteere werden entweder für sich allein im Heifs- oder Kalteinbauverfahren verwendet, jedoch immer so, dafs sie zur Mischung mit dem Gestein auf 100 bis 130° erhitzt werden — daher auch Heifsteere genannt —, oder sie bilden die Grundlage für eine Reihe weiterer Strafsenbindemittel. Hierher gehören: Mischungen von Teer mit Bitumen und anderen Stoffen, Teeremulsionen, Kaltteere.

Ueber zweckmäfsige Beimengungsanteile der Mischung von Teer und Bitumen liegen abschliefsende Erfahrungen noch nicht vor. Anhaltspunkte s. „Vorläufiges Merkblatt für Teer-Bitumen-Mischungen im Strafsenbau", Stufa 1933.

Teeremulsionen spielen im Teerstrafsenbau eine ähnliche Rolle wie die Bitumenemulsionen für den Asphaltstrafsenbau. Mit ihnen lassen sich grundsätzlich dieselben Strafsenbauarbeiten ausführen wie mit den genormten Heifsteeren. Sie sind auch bei feuchtem Wetter anwendbar und haben sich dadurch ein weiteres Anwendungsgebiet zur Herstellung von Strafsenteerbelägen in den Uebergangsjahreszeiten, bei der Ausbesserung von Schäden usw., erschlossen.

Teeremulsionen bestehen aus Gemisch von Strafsenteer mit Wasser und werden unter Verwendung eines Emulgators hergestellt. Der hohe Anteil an Wasser, das für die Ausnutzung ohne Wert ist, wirkt sich für den Ausgangsstoff frachtverteuernd und unwirtschaftlich aus. Um diesem Mifsstand vorzubeugen, werden in steigendem Mafse die sogenannten

Kaltteere erzeugt, die bei ähnlich vielseitiger Verwendungsmöglichkeit wie die Teeremulsionen eine höhere wirtschaftliche Ausnutzung ermöglichen. Kaltteere beruhen darauf, dafs durch Zusatz leichtflüssiger Lösungsmittel vorübergehend eine Verflüssigung der Teersubstanz und damit eine leichte Verarbeitungsfähigkeit erzielt wird. Das Lösungsmittel eines guten Kaltteeres soll nach dem Aufbringen auf das Gestein rasch verdunsten, so dafs Binde- und Klebekraft des zurückbleibenden reinen Strafsenteeres möglichst frühzeitig zur Auswirkung kommen.

Die Verwendung von Teer im Strafsenbau geschieht nach folgenden fünf Verfahren:

1. Teerbeton, 2. Teermischmakadam, 3. Teertränkmakadam, 4. Teerstreumakadam, 5. Oberflächenteerungen.

1. Teerbeton ist ein nach dem Hohlraumprinzip zusammengesetzter Strafsenbelag, der in seiner ganzen Dicke als Verschleifsschicht dient und einen besonderen Porenschlufs nicht erfordert. Die Decke wird beim Einbau schnell fest und bleibt, obwohl hart, doch immer elastisch; sie zeigt weder Neigung zum Weichwerden bei Hitze, noch zur Rissebildung bei Kälte. Teerbetondecken werden auf tragfähigem Untergrund aufgebracht. Das unter Berücksichtigung des Hohlraumminimums zusammengesetzte Gesteinsgemisch wird in Mischanlagen mit Teer überzogen, heifs oder kalt eingebracht und dicht gewalzt. Teerbeton ist kein völlig starrer Belag, sondern in der Lage, Bewegungen des Untergrundes auch ohne äufsere Beschädigung zu folgen.

Verdichten der Teerbetondecke im allgemeinen durch Abwalzen; dabei mit Rücksicht auf Erzielung einer möglichst wellenfreien, ebenen Oberfläche besonders sorgfältig verfahren. Gute Erfolge auch mit dem aus dem Betonstrafsenbau übernommenen Strafsenfertiger (Abb. 17), der als Sonderkonstruktion für schwarze Strafsendecken geliefert wird, erzielt.

Zur Gruppe der Teerbeton- und Sandasphaltdecken wird im allgemeinen das sogenannte Dammannverfahren gerechnet, je nachdem, ob die Ausführung mit Teer oder Bitumen als Bindemittel erfolgt. Dammanndecken besitzen in ihrem endgültigen Zustand grofse Härte und Dicke und lange Lebensdauer. Sie werden ausgeführt in leichter Bauweise als sogenannte Dammanneinstreudecke, in mittelschwerer Bauweise 3 bis 5 cm und in schwerer Bauweise 4 bis 7 cm dick[1]).

[1]) Müller, Taschenbuch f. d. ges. Strafsen- und Wegebau, Berlin 1936. Bock u. Co.

2. Teermischmakadam. Das Mineralgerüst dieser Befestigungsart ist nicht nach dem Hohlraumprinzip zusammengesetzt; insbesondere fehlen diesem Belag die feinen Mineralteile zur Ausfüllung der Hohlräume, weshalb die Befestigungsart zu den sogenannten offenen Bauweisen zählt und zum Schutz gegen Eindringen von Niederschlagwasser und Verunreinigungen eine abschliefsende Schutzdecke erhalten mufs.

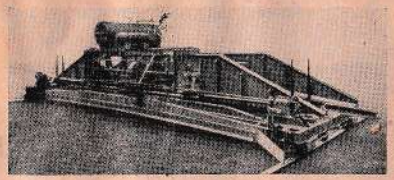


Abb. 17. Freifallfertiger für schwarze Strafsendecken.

Teermischmakadam ein- oder mehrschichtig; in letzterem Falle nimmt Korngröfse in den einzelnen Schichten von unten nach oben ab. Zweckmäfsig jede einzelne Schicht für sich festwalzen. Das Gestein wird in Mischanlagen mit Heifs- oder Kaltteer überzogen; Mischen am besten in ortsfesten Anlagen, von denen es durch Schnell-Lastwagen zur Einbaustelle gebracht wird. Hierbei können auch bei Heifseinbau Entfernungen bis zu 50 km leicht überwunden werden. Kornaufbau je nach Zahl und Dicke der Schichten. Bei Zweischichtendecke Korngröfse z. B. in unterer Schicht etwa zwischen 20 und 50 mm, in oberer etwa zwischen 5 und 15 mm, bei Dreischichtendecke in unterer Schicht etwa zwischen 30 und 50 mm, in mittlerer zwischen 10 und 25 mm und in oberer Schicht etwa zwischen 5 und 15 mm; dabei Korngröfsen so gegeneinander abstimmen, dafs die Decke möglichst dicht wird. An Teer werden etwa 5 bis 6 vH des Gewichts der Mineralstoffe benötigt.

Teermischmakadam wird warm oder kalt eingebaut. Als mineralische Zuschlagstoffe neben den bewährten Naturhartgesteinen auch Hochofenschlacke und gute Kalksteine.

3. Teertränkmakadam. Für diese Befestigungsart wird ein Bindemittel von guter Eindringungsfähigkeit in das Mineralgerüst und hoher Klebekraft benötigt. Teertränkmakadam wird hergestellt, indem man auf den vorbereiteten oder mit Sand abgedeckten Unterbau eine 7 bis 10 cm hohe Lage Steinschlag lose aufschüttet und unter Beigabe von Splitt oder Grus gründlich abwalzt. Die festgewalzte Decke wird mit Teer bestimmter Viskosität vergossen und sodann mit Splitt solcher Korngröfse abgedeckt, dafs ihre Hohlräume möglichst vollkommen ausgefüllt werden. Ueber diese untere Steinschlaglage werden in derselben Weise noch eine oder mehrere Lagen feinerer Körnung aufgebracht, von denen jede für sich festgewalzt, getränkt und abgesplittet wird. Die fertige Decke erhält als Abschlufs möglichst noch im Herstellungsjahr eine Oberflächenbehandlung.

Die Halbtränkung unterscheidet sich von der vorstehend beschriebenen Volltränkung dadurch, dafs nur ein einmaliger Eingufs erfolgt. Schotterlage hierbei etwas schwächer als bei Volltränkung und daher zweckmäfsig auf eine 2 bis 3 cm dicke Sand- oder Grusschicht aufgebracht, die sich beim Walzen von unten her in die Steinschlagschicht eindrückt.

4. Teerstreumakadam ist eine Strafsendecke, in deren ungeteertes Steingerüst geteerter Sand, Grus oder Splitt eingebracht wird. Zunächst wird auf den aufgerauhten oder mit Sand abgedeckten Unterbau eine Lage gewöhnlichen Steinschlages lose aufgeschüttet und profilmäfsig eingeebnet. In die vorgewalzte Schüttung wird so viel geteerter Grus oder Splitt eingebracht, dafs ihre Hohlräume möglichst ausgefüllt werden. Darauf wird die Decke unter dauerndem Nachstreuen mit geteertem Grus oder Splitt so lange gewalzt, bis sie nichts mehr aufnimmt. Auch Teerstreumakadamdecken bedürfen einer Abschlufsschicht.

5. Oberflächenteerungen sind geeignet, gewöhnliche Steinschlagdecken mit geringen Kosten vor den Angriffen des Verkehrs zu schützen und damit die Lebensdauer solcher Strafsen zu verlängern. Nach den erforderlichen Vorarbeiten auf den zu behandelnden Strafsen (Ausbesserung von Schäden, gute Profilgebung der Decke, gründliches Reinigen von Schmutz, Fremdkörpern usw. und Ausfegen der Fugen, d. h. Freilegen der Steinköpfe zur Erzielung einer guten Verankerung mit der Schutzschicht) wird das Bindemittel in fein verteiltem Zustand aus Düsen unter Druck auf die Strafse gespritzt. Darauf wird Gesteinssplitt der gewünschten Körnung ausgebreitet und durch ein- oder mehrmaliges Walzen leicht angedrückt. Wiederholung des Arbeitsvorganges ergibt eine dickere Schutzschicht (Teppichbelag), die bei höheren Kosten eine gröfsere Lebensdauer gewährleistet. Bei der sogenannten verstärkten Oberflächenbehandlung wird statt Rohsplitt oder Rohgrus geteerter Splitt oder Grus verwendet. Als Bindemittel Strafsenteere und Teeremulsionen sowie Kaltteere.

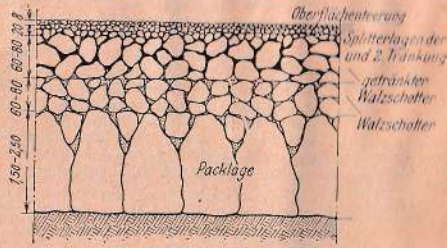


Abb. 18. Volltränkung.

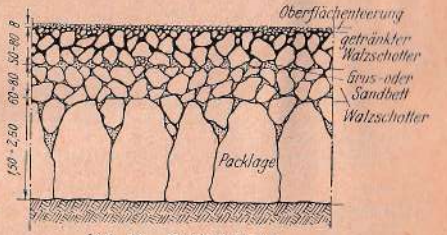


Abb. 19. Halbtränkung.

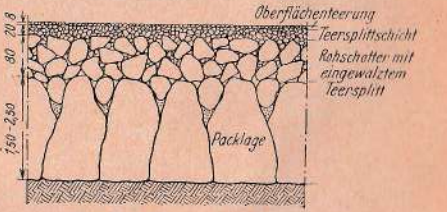


Abb. 20. Einstreudecke.

Von Befestigungen der Schnellverkehrsstrafsen (bes. Reichsautobahnen) wird eine bes. hohe Ebenflächigkeit verlangt. Verteilergeräte verschiedener Konstruktionen (s. „Mitteilungen" Nr. 4 1937 d. Forschungsges.) sollen beim Bau von Asphalt- und Teerdecken, Einbau und Verdichtung der Massen im Sinne einer gröfseren Ebenheit und Wellenfreiheit begünstigen.

6. Andere Strafsenkonstruktionen.

Neben den vorstehend aufgeführten Bauweisen wurden im Laufe der Zeit eine Reihe von Sonderkonstruktionen entwickelt, die, unter bestimmten Voraussetzungen angewendet, Vorzüge haben können.

Hierher gehören zunächst verschiedene Pflasterarten aus künstlich hergestellten Pflastersteinen (Ara-Hartsteinplatten, Vulkanexsteine usw.). In Gegenden, die sich durch Mangel an brauchbaren Naturgesteinen auszeichnen, vielfach Klinker als Strafsenbaustoff. Derartige Strafsen sind für

neuzeitlichen Verkehr gut geeignet, wenn die verwendeten Klinker den Anforderungen des Verkehrs entsprechen. Unter diesen Voraussetzungen sind Klinkerstrafsen auch billig in der Unterhaltung. Sie bedürfen keiner Oberflächenbehandlung oder besonderen Wartung und zeichnen sich dank der regelmäfsigen Form der Klinkersteine durch enge Fugen aus. Zur Verhinderung der Staubbildung auf Klinkerstrafsen können die Fugen mit bituminösen Massen oder mit Zementmörtel ausgegossen werden.

Gute Ergebnisse wurden mit bitumengetränkten Kalksandsteinen erzielt. Sie werden hergestellt, indem man die Poren gewöhnlicher Kalksandsteine unter Druck mit einer heifsen, dünnflüssigen bituminösen Masse ausfüllt. Die Steine werden, wie die meisten Pflasterarten, auf einem besonderen Bettungskörper verlegt, nachdem die seitlichen Berührungsflächen einen Bitumenanstrich erhalten haben.

Holzpflaster zeichnet sich, soweit es sich um erstklassiges, normales Pflaster handelt, durch Staubfreiheit und nur schwache Geräuschbildung,

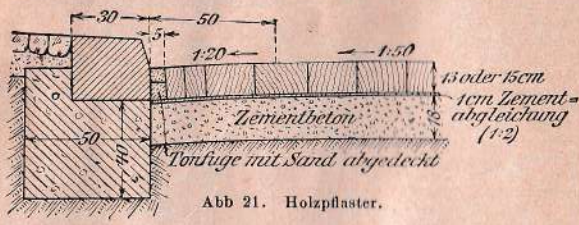


Abb 21. Holzpflaster.

einfache Verlegung, leichte Auswechselbarkeit aus. Der hohe Preis guten Holzpflasters läfst seine Anwendung vorläufig nur auf hochbeanspruchten Stadtstrafsen wirtschaftlich erscheinen, und auch hier in der Regel nur in besonderen Fällen, z. B. als Brückenbelag, vor Krankenhäusern, Schulen usw.

Wasserbau.

Buhnen, Leit- und Deckwerke, Molen.

Bearbeitet von Dr.-Ing. B. Kressner, Hamburg.

A. Allgemeines.

Im Wasserbau verwendeter Beton soll nicht nur den allgemeinen Anforderungen nach den „Deutschen Best. 1932“ (s. I. Teil) entsprechen, er mufs auch gegen Witterungseinflüsse, physikalische Angriffe des Wassers und chemische Einwirkungen von Säuren und Salzen, die das Wasser oder der Boden enthält, genügend widerstandsfähig sein[1]).

Diesen Forderungen genügt am besten ein möglichst dichter Beton, dessen freier Kalk chemisch gebunden wird. Er läfst sich herstellen durch: 1. richtige Wahl der Kornzusammensetzung der Zuschläge (vgl. „Deutsche Best. 1932“, A, § 7 Ziff. 2b), 2. sorgfältige Wahl des Mischungsverhältnisses, Verwendung kalkarmer Zemente und bei Bauten im Seewasser Zusatz von 0,4 bis 0,5 RT rheinischen Trasses oder gleichwertiger Stoffe (Zement = 1 gesetzt) zur Bindung des freien Kalkes[2]), 3. geringe Gröfse des Wasserzementfaktors und 4. Verwendung von Gufsbeton.

Schutzanstriche mit bewährten Mitteln oder dichter Putz können gut sein, jedoch leicht verletzt und dadurch wirkungslos werden; sie erübrigen sich, wenn der Beton widerstandsfähig und dicht hergestellt wird.

Der Zementzusatz für 1 m³ fertig verarbeiteten Beton mufs im allgemeinen 300 kg betragen (vgl. „Deutsche Best. 1932“, A, § 8 Ziff. 2), er kann erniedrigt werden bei sehr massigen bewehrten Betonkörpern, wenn für genügende Wasserundurchlässigkeit und sicheren Rostschutz der Eiseneinlagen (nötigenfalls Einschlämmen der Eisen oder fettere Betonmischung im Bereiche der Eiseneinlagen) gesorgt wird. Weniger als 240 kg/m³ soll nicht gewählt werden[3]).

Sorgfältige Prüfung des Betons auf Wasserundurchlässigkeit ist erforderlich. Anweisungen hierfür hat der Deutsche Ausschufs für Eisenbeton herausgegeben[4]). Ferner ist das an Beton herantretende Wasser (Grund- und freies Wasser) sowie der etwaige Hinterfüllungsboden chemisch zu untersuchen und danach die Zusammensetzung und die Herstellung des Betons festzusetzen. Beton, der mit stark säurehaltigem Wasser in Berührung kommt, kann durch Verblendung mit säurefesten Klinkern, die in Tonerdezementmörtel 1:3 oder in Goudron vermauert werden, geschützt werden.

Als Anmachewasser sind alle in der Natur vorkommenden Wässer geeignet, soweit sie nicht stark verunreinigt sind, d. h. soweit sie nicht durch fremde Einwirkung (z. B. Abwässer) erhöhten Salz- oder Säuregehalt erhalten haben. Auch mit Seewasser kann einwandfreier Beton hergestellt werden; Tonerdezement darf jedoch nicht mit salzhaltigem Wasser angemacht werden.

Geeignete Zuschläge sind mit Rücksicht darauf, dafs der Beton im Wasserbau meistens nur durch seine Schwere wirken soll, Kiessand aus Urgesteinen, nicht aus Sedimentärgesteinen, und Schotter aus Granit und Basalt. Bei Seebauten sind zuweilen geeignete Zuschläge nur unter erheblichen Kosten zu beschaffen, während Dünensand in grofsen Mengen verfügbar ist. Dieser besitzt im allgemeinen eine sehr gleichmäfsige Kornzusammensetzung und erfordert daher eine zementreiche Mischung zur Füllung der Hohlräume[5]).

---

[1]) Kleinlogel-Graf-Hundeshagen, Einflüsse auf Beton, 3. Aufl., Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Anweisung für Mörtel und Beton (AMB), 2. amtl. Ausgabe; auch als 3. Beilage zum Zentralblatt der Bauverwaltung 1936, Berlin, Wilh. Ernst & Sohn, erschienen.

[3]) Richtlinien über die Ausführung von Betonbauten im Meerwasser, Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

[4]) Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit, Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

[5]) Bautenschutz 1930, Heft 1.

Besonders zu empfehlen ist die Herstellung der Betonkörper auf dem Lande an einer Stelle, wo der Beton ohne Berührung mit dem Schadwasser abbinden und erhärten kann, sowie sorgfältige Naßhaltung des Betons während der ersten vier Wochen der Erhärtungszeit. Eiseneinlagen, die rostfrei einzubringen sind, sollen mindestens 6 bis 10 cm vom Beton überdeckt werden. Hierauf, wie auf die Vermeidung scharfer Ecken und Kanten, ist bereits bei der Entwurfaufstellung zu achten.

Muſs Stampfbeton verwendet werden, so ist die Herstellung einer guten Verbindung zwischen den einzelnen Schichten von wesentlicher Bedeutung. Bei weichem oder flüssigem Beton soll das Bauwerk so wenig Arbeitsfugen wie möglich erhalten. Bei Betonbauten im Tidegebiet darf zwischen 50 cm unter Niedrigwasser und 50 cm über Hochwasser keine Gufsfuge vorhanden sein.

B. Flufsbau.

I. Regelung der Gebirgsflüsse.

Durch die Regelung der Gebirgsflüsse, im Oberlauf Wildbäche genannt, soll das Flufsbett festgelegt und die Geschiebebewegung unschädlich gemacht werden. Dieses Ziel kann durch Befestigung der Sohle und der Uferböschungen sowie durch Einbau von Grundschwellen (Gefällverminderung) erreicht werden. Als Baustoffe kommen Holz, Faschinen, Bruchsteinmauerwerk und Beton in Frage.

Beton ist mehrfach für Sperren und Grundschwellen gewählt worden, und zwar vorwiegend in der Form von Eisenbetonbalken, die statt der sonst bei dieser Bauweise üblichen Holzbalken, zu Steinkisten zusammengefügt werden.

Bei einer Betonschwelle anderer Bauart in der Dornbirner Ache bei Dornbirn (Vorarlberg) (Abb. 1) ist der Beton durch Bohlenabdeckung gegen Zerstörung durch Geschiebe geschützt. Im Grundrifs ist die Schwelle in den Drittelpunkten gebrochen; die Flügel sind etwas nach Unterstrom geschwenkt, um das Wasser beim Uebersturz von den Ufern abzulenken.

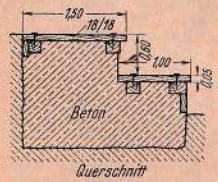


Abb. 1.

Eine Betonschwelle in der Iller bei Egelsee (Abb. 2) wurde in den festen Flinz eingelassen, die Absturzhöhen betragen 1,50 m. Zum Schutze gegen die Angriffe des Eises und des Geschiebes wurde der Beton mit einer 14 cm dicken Holzlage abgedeckt, die auf eingelassene Holzschwellen aufgeschraubt ist. Die Absturzkanten sind durch runde, im Beton verankerte Eisenbleche geschützt.

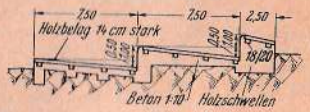


Abb. 2.

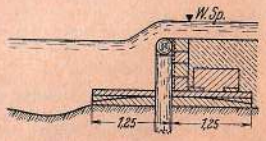


Abb. 3.

Bei einer Schwelle in der Mangfall in Bayern (Abb. 3) besteht die Stauwand aus Eisenbetonbalken, die als 4 m lange fertige Stücke eingebracht wurden. Die obersten Balken sind an der Oberfläche durch Rahmen aus Winkeleisen gegen Abschleifen durch das Geschiebe geschützt. Drei einbetonierte eiserne Stifte dienten zur

Beförderung der Balken von der Anfertigungs- nach der Verwendungsstelle. Das Sturzbett der Schwelle ist in diesem Falle aus Betondielen mit Beschwerung durch Betonblöcke anstatt, wie sonst üblich, aus mehreren Holzstangenlagen hergestellt.

II. Regelung der Flüsse in ihrem Mittel- und Unterlauf.

Flüsse werden in ihrem Mittel- und Unterlauf, soweit Bauwerke in Frage kommen, durch Buhnen, Leitwerke, Deckwerke und Grundschwellen geregelt. Buhnen dienen der Einschränkung des Flufsbetts und sind von beiden Ufern aus vorgezogene, etwas schräg flufsaufwärts gerichtete Bauwerke, fast immer aus Sand oder Kies, Buschwerk, Pfählen, Schütt- oder Pflastersteinen bestehend. Leitwerke sind nicht hinterfüllte, auf beiden Seiten annähernd gleich ausgebildete, parallel zum Strom angelegte Werke, die angewendet werden, wo die in gröfseren Abständen voneinander liegenden Buhnen den Strom nicht hinreichend führen. Zum unmittelbaren Schutz der Ufer werden Deckwerke ausgeführt. Leit- und Deckwerke bestehen in der Regel aus denselben Baustoffen wie die Buhnen. Grundschwellen, im Mittellauf der Flüsse meistens aus Steinschüttung, im Oberlauf auch aus beschwerten Bäumen oder Faschinen bestehend, dienen zur Verbauung von Unregelmäfsigkeiten in der Sohle des Flufsbettes und zur Erzielung einer möglichst gleichmäfsigen Strömung.

Läfst sich in einem Flusse die für die Schiffbarkeit erwünschte Wassertiefe durch einfache Regelung nicht herstellen, kann die Stauregelung (Kanalisierung) in Frage kommen, d. h. Einbau von Staustufen, bestehend aus Wehr, Schiffsschleuse und Nebenanlagen, wie Kraftwerk, Fischpafs, Flofsgasse. Stauregelung bedeutet starken Eingriff in die natürlichen Verhältnisse, Aenderung des Landschaftsbildes, des Grundwassers und der Vorflut, daher besonders sorgfältige Planung geboten.

1. Buhnen.

Da Buhnen nachgiebig und durchlässig sein sollen, empfiehlt sich die Verwendung grofser Betonkörper oder durchgehender Betonplatten an Stelle des Pflasters oder seiner Unterlage nicht. Dagegen wird, falls brauchbare Pflastersteine schwer zu haben oder zu teuer sind, die Verwendung sechsseitiger Betonprismen, sog. Wabensteine, mit oder ohne Eiseneinlagen, deren ein- oder umbeschriebener Kreisdurchmesser etwa gleich ihrer Höhe ist, empfohlen[1]). Ihre Verwendung ist deshalb besonders vorteilhaft, weil, wie bei allen aus Beton hergestellten Steinen, ungelernte Arbeiter unter Aufsicht eines gelernten Pflasterers zu ihrer Versetzung ausreichen, während Natursteinpflaster nur von gelernten Pflasterern ausgeführt werden kann.

Dieselben Steine können als Schüttsteine zur Beschwerung der unter dem Kopf der Buhne liegenden Sinkstücke verwendet werden, wenn nicht Betonbruchsteine, in Bayern Betonspaltsteine genannt, billiger anzufertigen sind. Derartige Steine werden hergestellt, indem auf geebneter Bodenfläche durch hochkant gestellte Bretter rechteckige Felder von etwa 2 m Breite gebildet werden, in die etwa 35 cm dicke Platten aus Beton 1:10 bis 1:12 eingestampft werden. In die noch weichen Platten werden Löcher in Krähenfufsform hineingestofsen oder hölzerne Dübel einbetoniert, entsprechend der gewünschten Gröfse der Bruchsteine. Nach dem Erhärten wird die Platte gesprengt, indem Keile in die Löcher oder Dübel getrieben werden.

Bei Buhnen, welche starkem Stromangriff ausgesetzt sind und daher zum Abreifsen vom festen Lande neigen, kann durch Einrammen bzw. Einspülen von Eisenbetonspundwänden, die vom landseitigen Ende der Buhnenkammer bis in das feste Land hineinreichen, Abhilfe geschaffen werden.

Buhnen aus Eisenbeton sind vereinzelt, z. B. an der Seez (Sarganserland, Schweiz) und am Missouri gebaut worden[2]).

---

[1]) Schmidt, Z. f. Bauwes. 1920, S. 584. — [2]) Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., IV. Bd., S. 23, Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.

2. Leitwerke und Deckwerke.

Hinsichtlich der Verwendung von Betonsteinen für Schüttsteinböschungen oder gepflasterte Flächen der Leit- und Deckwerke gilt das im vorigen Abschnitt Gesagte.

Als Fufs für beschüttete oder gepflasterte Böschungen dienen meistens Pfahlwände, doch kann, zumal bei grobkiesigem Boden, auch die Verwendung von hinreichend grofsen Betonquadern oder Betonprismen in Frage kommen, sofern eine Unterspülung des Ufers ausgeschlossen ist. Bei niedrigen Ufern reichen in manchen Fällen solche Betonprismen als Uferschutz völlig aus, wenn sie so grofs gewählt werden, dafs sie dem Stofs des Wassers gewachsen sind.

In Italien und Frankreich häufig verwendete Uferdeckungen nach Villa oder Décauville[1]) werden durch Aufreihen von durchlöcherten Betonsteinen besonderer Bauart auf verzinkte oder verbleite Eisendrähte hergestellt. So entstehen zusammenhängende Matten, die von schwimmenden Rüstungen verlegt und am Ufer an Pfahlreihen befestigt werden. Sie schmiegen sich gut der Böschungsform und Sohle an. In Amerika (Missouri und Mississippi) sind in grofser Menge ähnliche Matten aus Eisenbetonplatten, je 1 m lang, 0,4 m breit und 7,5 cm stark, von schwimmenden Ablaufbahnen aus verlegt worden. Die aus den Platten vorstehenden, zu Oesen umgebogenen Rundeisen werden durch Klammern oder Drähte miteinander verbunden.

Häufig werden zum Uferschutz Senkfaschinen (4 bis 6 m lange, 60 bis 100 cm dicke, zigarrenförmige Buschkörper mit einem Kern aus Kies und kleinen Steinen) oder Gumppenbergsche Senkfaschinen (Senkfaschinen von grofser Länge) oder auch Drahtwalzen verwendet. Unter Wasser halten solche Körper sich so lange, als der Bindedraht nicht durchgerostet ist, oberhalb der Fäulnisgrenze (infolge wechselnden Wasserstandes) ist die Lebensdauer des Reisigs beschränkt; zur Vermeidung dieses Mifsstandes wird empfohlen, sie nicht mit Kies bzw. Steinen, sondern mit Beton, der leicht bewehrt werden kann, zu füllen, da alsdann das Forttreiben des Kieses bzw. der Steine durch den Wasserstofs vermieden wird.

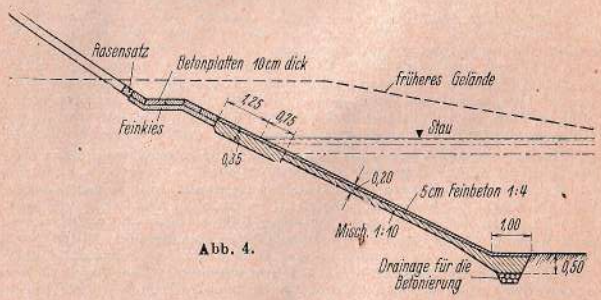


Abb. 4.

Auf der Uferböschung hergestellte Betonplatten mit Dehnungsfugen bilden guten Schutz, wenn sie nicht hinterspült werden können. Die Plattendicke sollte mindestens 20 cm betragen. Abb. 4 zeigt ein solches Deckwerk am kanalisierten Neckar. Von der Verwendung dünnwandiger zusammenhängender Betondeckungen, auch mit Erdankern, dürfte mit Rücksicht auf die Rifs-, Rost- und Unterspülungsgefahr selbst bei standsicheren Ufern besser abzusehen sein.

[1]) Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., IV. Bd., S. 20, Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.

3. Grundschwellen.

Als Grundschwellen sowohl für die Flufssohle wie für das anschliefsende Ufer und gelegentlich auch als Fufs für Deckwerke haben sich die von Feuerlöscher zuerst im Jahre 1903 an der Mur angewandten Betonsinkwalzen, zumal bei starkem Wasserangriff, dem Schüttsteine nicht mehr gewachsen waren, sehr gut bewährt. Der Beton wird in Jute eingewickelt und vernäht, darüber mit einem Netz aus 2 bis 3 mm dickem Eisendraht von 4 cm Maschenweite umgeben, in Abständen von 1 m mit 5 mm dickem Eisendraht umschnürt, wobei das Netz und die Drähte stark angezogen werden. Die Länge der Walzen ist dadurch eingeengt, dafs bei der beschränkten Arbeitsmöglichkeit auf den Flöfsen, auf denen sie gewöhnlich hergestellt werden, der zu Beginn der Arbeit eingebrachte Mörtel noch plastisch sein soll, wenn die Walze fertiggestellt ist. Im allgemeinen ist bei 1 m Durchm. eine Länge von 20 m als normal anzusehen. Häufig werden die Sinkwalzen mit zigarrenförmigen Enden und entsprechend geformten, aus Rund- und Längsstäben bestehenden Eiseneinlagen versehen. Die Walze wird versenkt, indem die auf Klötzen ruhende halbkreisförmige Unterschalung durch Wegschlagen von Klötzen auf der einen Seite zu einer Drehung gebracht wird, so dafs die Walze vom Flofs abrollt und auf die Flufssohle fällt, der sie sich dann unter geringer Abplattung gut anpafst. Das Abrollen kann parallel oder senkrecht zum Stromlauf erfolgen.

Auch zur Beschwerung der ähnlichen Zwecken wie die Betonsinkwalzen dienenden Sinkbäume, Faschinensenkzäune und versenkten Faschinendeckwerke findet Beton in Würfel- und Plattenform Verwendung. Bei den Sinkbäumen und Faschinensenkzäunen ist jedoch darauf zu achten, dafs diese nicht fest, sondern gelenkig mit den zur Verhinderung des Forttreibens dienenden Betonkörpern verbunden werden, da sonst die aufrecht stehenden Teile abbrechen und der Zweck der Anlage verfehlt wird.

C. Seebau.

Küstenstrecken, denen Küstenströmungen und Wellen genügende Sandmengen zuführen, brauchen nicht durch Kunstbauten geschützt zu werden. Der sich immer wieder ergänzende Sandbestand des Strandes wird vom Winde landeinwärts bewegt und bildet Dünen, die nach den Verfahren des Dünenbaues befestigt werden müssen. Die Dünen bilden den besten Küstenschutz. Wo die natürliche Sandzufuhr für die Entstehung von Dünen zu schwach ist, aber ein sandführender Strom vor der Küste läuft, läfst sich der Sandbestand des Strandes durch Bau von Buhnen vermehren. Durch die Buhnen werden die von Wellen und Strömungen an der Küste entlang bewegten Sandmengen aufgehalten, in die Buhnenfelder gelenkt und dort abgelagert. Sobald die Sandansammlung den trocknen Strand erreicht, trägt der vom Winde fortbewegte Sand auch zur Erhaltung oder Verstärkung von Dünen bei.

Wo jedoch die Sandzufuhr auch mit Hilfe von Buhnen für die Dünenbildung zu schwach ist oder wo vor einem Steilufer mit vorgelagertem schmalen Strande die Entstehung von Dünen nicht möglich ist, kann das Ufer durch Deckwerke, die mit der Uferlinie gleichlaufend angelegt werden, gegen Abbruch gesichert werden. Zur Erhaltung vorhandener Strandstrecken kann die Anlage von Buhnen vor den Deckwerken nützlich sein, da ein flachgeneigter, genügend breiter Strand stets einen wertvollen Küstenschutz darstellt. Buhnen und Deckwerke werden daher zuweilen in Verbindung miteinander herzustellen sein. Uferstrecken ohne Strand, denen kein Sand zugeführt wird, können nur durch Deckwerke geschützt werden.

Buhnen und Deckwerke sind teuere Bauten und daher nur wirtschaftlich, wenn wertvolles Land zu erhalten ist oder besondere Umstände die Aufwendung hoher Kosten rechtfertigen.

I. Buhnen.

Buhnen, die der Befestigung oder der Aufhöhung des Strandes dienen, heifsen Strandbuhnen. Die Buhnenköpfe liegen im Ebbe- und Flut-

gebiet gewöhnlich etwas über M. N. W. An Küsten ohne Tidebewegung werden die vom Wasser bespülten Teile der Buhnen in neuester Zeit durchweg waagerecht und mit ihrer Oberkante 0,5 m über M. W. gelegt. Die Buhnenköpfe werden etwa 1 : 6 geneigt angelegt, da sich vor steil abfallenden Buhnenköpfen Kolke bilden. Die auf dem trockenen Strande liegenden Teile der Buhnen sind der Neigung des Strandes, wie er durch den Buhnenbau erreicht werden soll, anzupassen. Zu erstreben ist, den Strand so hoch zu bringen, dafs der Dünenfufs von den auflaufenden Wellen nicht mehr erreicht wird. Strandbuhnen werden nach Möglichkeit bis zu dem Strandriff vorgestreckt, das in der Brandungslinie vorherrschend auftretender Wellen liegt. Der Abstand der Buhnen ist gleich der ein- bis zweifachen Buhnenlänge, vom Kopfe bis zur Linie des trockenen Strandes bei M. H. W. oder M. W. gerechnet, zu wählen. Auf einen festen Anschlufs der Buhnenwurzeln an das höher gelegene Ufer ist besonders zu achten.

Als Baustoffe für Strandbuhnen sind Faschinen, Pfähle, Schütt- oder Pflastersteine, Beton und Eisenbeton sowie stählerne Spundbohlen in Gebrauch. Nach der Bauart sind festgegründete Buhnen und Nachfüllbuhnen zu unterscheiden. Bei den ersteren ist ein Nachfüllen von Busch und Steinen nicht notwendig, da sie tief in den festen Boden hineinragen.

Festgegründete Buhnen sind versuchsweise auf Sylt aus Eisenbetonpfählen gebaut worden. Sie bestanden aus einer Reihe dicht bei dicht eingerammter und eingespülter Pfähle von 20 × 20 cm² Querschnitt mit der für Eisenbetonpfähle üblichen Bewehrung, die Buhnenköpfe wurden aus drei dicht aneinandergesetzten Pfahlreihen gebildet. Diese Bauwerke haben sich nicht bewährt. Die freien Enden der Pfähle sind von Wellen und Eisgang zerschlagen, zahlreiche Pfähle sind aus dem Boden gerissen worden. Derartige Mifserfolge sind bei einfachen Pfahlbuhnen unvermeidlich, wenn sie an Küsten mit starken Angriffen der See errichtet werden und wenn die Sandbewegung nicht so stark ist, dafs sie schnell einsanden.

Buhnen aus Eisenbetonpfählen mit beiderseitigen Nuten und eingeschobenen, waagerecht liegenden Eisenbetonbohlen sind an der englischen Küste des Aermelkanals ausgeführt worden[1]). Aus Eisenbeton-Rahmenbalken und -Platten hergestellte Buhnen nach der Bauart de Muralt[2]) sind an den holländischen Küsten in grofsem Umfange erbaut worden. Diese Bauart ist aus dem aufserordentlichen Holz- und Steinmangel der Niederlande an deren Nordseeküste entstanden. Vor einer Verwendung in Deutschland wird ihre Wirtschaftlichkeit zu prüfen sein, wobei zu beachten ist, dafs die klimatischen Verhältnisse nach Osten zu immer ungünstiger für diese teilweise dünnwandige Bauart werden.

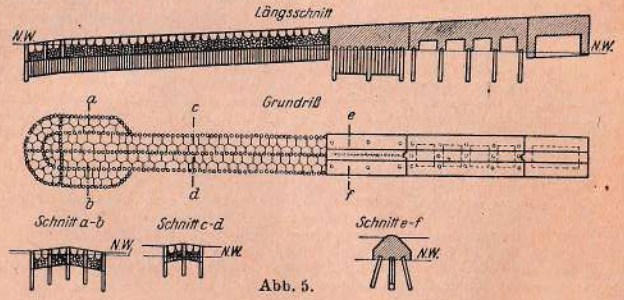


Abb. 5.

[1]) Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., IV. Bd., S. 51, Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn. — [2]) Ebenda S. 50.

Zwei in Dänemark teils als festgegründete, teils als Nachfüllbuhnen ausgeführte Bauarten zeigen Abb. 5 u. 6. Dabei sind je nach Bedarf hölzerne Spundwände und Pfähle oder solche aus Eisenbeton gewählt worden.

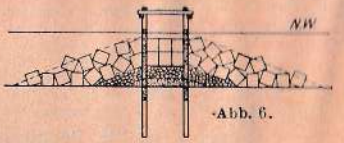


Abb. 6.

Nachfüllbuhnen, bei denen entweder, sofern sie aus Busch mit Steinbelastung zwischen Pfahlwänden bestehen, unter Anheben der Steine der Busch oder die Pflasterunterbettung nachgepackt wird, oder, falls sie aus Steinen bestehen, diese nachgefüllt werden, stellen bislang die gewöhnliche Bauart der Buhnen dar. Dabei kann der Busch- oder Schüttsteinkörper durch ein Pflaster aus Betonsteinen oder durch gröfsere Blöcke aus Beton abgedeckt werden. Die Holzpfähle können, besonders wenn sie den Angriffen von Bohrwürmern ausgesetzt sind, durch Betonpfähle oder stählerne Spundwände ersetzt werden, wie es in letzter Zeit beispielsweise auf Borkum bisher mit gutem Erfolge geschehen ist. Abb. 7 zeigt den Querschnitt einer neueren Zwischenbuhne auf Sylt aus Wabensteinen, Abb. 8 eine Nachfüllbuhne an der

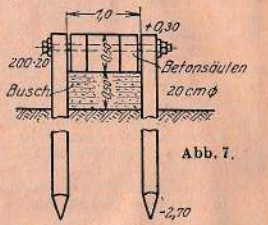


Abb. 7.

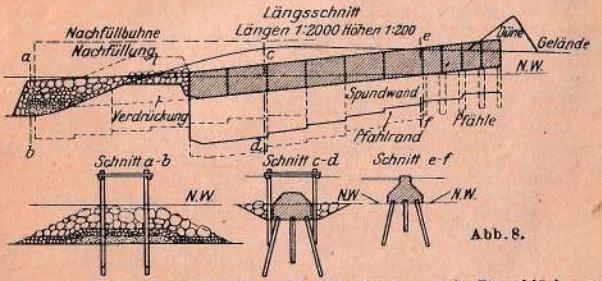


Abb. 8.

dänischen Küste bei Oeresund, bei der 2 × 1 × 1 m grofse Betonblöcke verwendet wurden, Abb. 9 den Querschnitt der neuen Buhnen an der ostpommerschen Küste mit Betonblöcken, Abb. 10 deren Aufsicht und Längsschnitt.

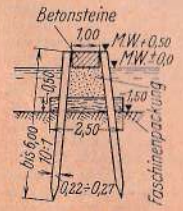


Abb. 9.

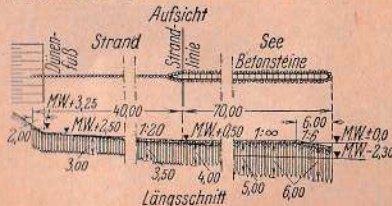


Abb. 10.

Seebuhnen (Strombuhnen) sollen eine Strömung von einem gefährdeten Ufer fernhalten oder ablenken. Sie müssen in gröfsere Tiefen hinausgeführt werden und grofse Widerstandsfähigkeit gegen Unterspülung oder Zerstörung durch Strömungen und Wellenschlag besitzen. Infolgedessen erfordern sie hohe Kosten. Sie erhalten gewöhnlich den Querschnitt flacher, abgerundeter Dämme, die auf Sinkstückunterlagen geschüttet und mit starkem Pflaster abgedeckt werden.

II. Deckwerke.

Deckwerke an der See (Dünen-, Strand- oder Uferschutzwerke) sollen das unmittelbar hinter ihnen liegende Ufer schützen. Da der Fufs dieser Bauwerke von Wellen und Strömungen unterspült werden kann, wenn kein dauerhafter Strand vorhanden ist, werden sie meistens in Verbindung mit Buhnen erbaut. Sie schützen dann gleichzeitig die Buhnenwurzeln gegen Hinterspülung.

Die Stärke des Wellenangriffs und damit die Abmessungen der Schutzwerke hängen von ihrer Querschnittgestaltung ab. Deckwerke mit lotrechter oder steiler Vorderfläche erfordern die widerstandsfähigste Bauweise, nehmen aber den geringsten Raum ein und schützen die dahinterliegende Oberfläche mit Sicherheit, weil die Wellen zurückgeworfen werden. Sie sind nur auf einem festen Untergrund ausführbar, da der Fufs bei nicht genügender Wassertiefe stark angegriffen wird. Deckwerke dieser Bauart haben sich bewährt, wenn sie als massive, in sich standsichere Werke (stehende Werke) ausgebildet wurden.

In leichterer Bauart können Deckwerke mit schräg geneigter Vorderfläche ausgeführt werden. Sie liegen gewöhnlich auf der Böschung (liegende Werke). Diese Bauweise fördert das hohe Hinauflaufen der Wellen, zwingt daher zur Ausdehnung der Befestigung bis über H. H. W. und verhindert nicht die Angriffe auf den Fufs durch die zurücklaufenden Wellen.

Eine Zwischenform bildet die nach oben konkave Bauart, deren oberer steiler Teil die Wellen zwingt, in die Höhe zu steigen und in sich zusammenzustürzen, während der untere fast waagerechte Teil die rücklaufenden Wellen in die Richtung des Untergrundes leitet, so dafs sie nur einen geringen Angriff ausüben können. Deckwerke dieser Art können als stehende, liegende oder gemischte (im unteren Teil liegende, im oberen Teil stehende) Werke ausgebildet werden.

Die Wahl der Bauweise ist jeweils nach dem Untergrund, den vorkommenden Wasserständen und der Höhenlage des zu schützenden Geländes zu treffen. Insbesondere sind Schutzwerke zu unterscheiden:

a) für weichen Untergrund (Klei und Schlick sowie Sandgrund mit Kleidecke) bei niedrigem und mit Salzpflanzen bewachsenem Gelände oder bei hohem Ufer mit Salz- und Süfswasserpflanzen,
b) für sandigen Untergrund (mit dahinterliegenden Dünen),
c) für steil abfallende Ufer aus Bodenarten, die in unverwittertem Zustande undurchlässig sind (weiche Felsen, Geschiebelehm usw.).

a) Uferschutzwerke, bei denen nur Salzpflanzen auf dem dahinterliegenden Gelände vorkommen und die bei Sturmfluten 2 bis 3 m hoch überflutet werden, finden sich in Deutschland auf den Halligen, an der Westküste Schleswigs und den unbedeichten Vorländern der Nordsee. Sie sind ausnahmslos als liegende Werke ausgeführt. Den Querschnitt einer Versuchsstrecke auf einer der Halligen zeigt Abb. 11. Zusammenhängende Decken kommen bei dem weichen, in seiner Tragfähigkeit wechselnden Untergrund ebensowenig in Frage wie einheitliche, in sich standsichere Körper. Beansprucht wird die Deckung durch (geringen) Erddruck, durch den

Abb. 11.

hydrostatischen Ueberdruck des bei Wellenschlag in den Fugen versickernden Wassers und durch den Stofs oder Sog der auflaufenden Wellen. Je nach der Beanspruchung im Einzelfalle wechselt die Neigung der Vorderkante und die Dicke der Deckung.

Ist ein Gelände zu schützen, das zunächst niedrig liegt (mit Salzpflanzen) und dann ansteigt, so dafs es in seinem oberen Teile Süfswasserpflanzen trägt, z. B. ein Deichfufs, so mufs die Uferdeckung bis

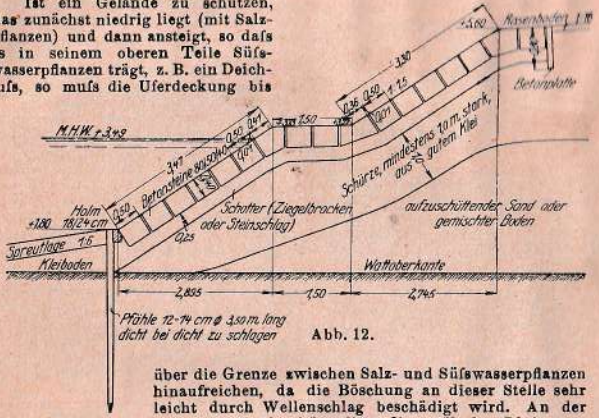


Abb. 12.

über die Grenze zwischen Salz- und Süfswasserpflanzen hinaufreichen, da die Böschung an dieser Stelle sehr leicht durch Wellenschlag beschädigt wird. An der deutschen Nordseeküste liegt die gefährdete Linie etwa 2,00 bis 2,30 m über M. H. W. Im übrigen gelten die obigen Ausführungen. Einen hiernach entworfenen Deichfufs zeigt Abb. 12; zur Verminderung des waagerechten Schubes auf die Pfahlwand und zu ihrer lotrechten Entlastung sowie zu Ausbesserungszwecken ist etwa 0,25 m über M. H. W. eine 1,5 m breite Berme angeordnet.

An den holländischen Küsten sind weite Deichstrecken nach der Bauweise de Muralt abgedeckt worden. Sie besteht, ähnlich wie die obenerwähnten Buhnen dieser Art, aus Eisenbeton-Rahmenbalken und treppenförmigen Eisenbetonplatten[1]). Aehnliche Böschungsbefestigungen sind auch an der französischen Küste des Aermelkanals ausgeführt worden. Im Vorhafen von Dünkirchen sind die unteren Teile von Eisenbetonbalken in Richtung der Fallinien der Böschung fertig verlegt und durch Pfosten verankert worden. Auf diese Balkenteile sind 10 cm dicke Eisenbetonplatten aufgelegt und dann die über die Plattenränder hinübergreifenden oberen Balkenteile an Ort und Stelle aufbetoniert worden (Abb. 13). Eine gestampfte

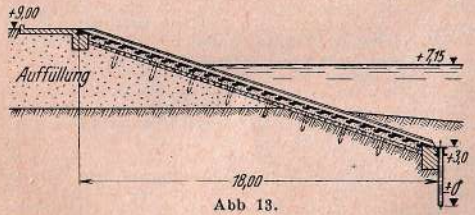


Abb 13.

[1]) Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., IV. Bd., S. 37 bis 44, Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.

Mergelschicht liegt unter der ganzen Decke, unter den Platten aufserdem eine Kiesfüllung.

b) Der Schutz sandiger Küsten mit dahinterliegenden Dünen mufs durch Bauwerke erfolgen, die für Wasser und Sand undurchlässig sind und bei denen die Wellen nicht über den höchsten Punkt des Bauwerks hinüberschlagen können.

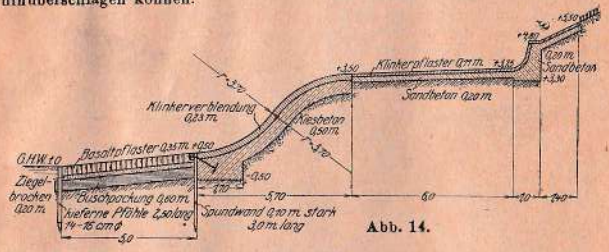


Abb. 14.

In Deutschland haben sich für die Dünenschutzwerke verschiedene Bauformen entwickelt. Auf den ostfriesischen Inseln (Borkum) ist ein in sich nicht standsicherer Querschnitt (liegendes Werk) gewählt worden, dessen neue Form Abb. 14 zeigt. Streckenweise mufste das Basaltpflaster der Vorlage auf 10 m verbreitert und die Düne weiter landeinwärts gegen überschlagende Wellen gesichert werden. Das Werk ist wiederholt schwer

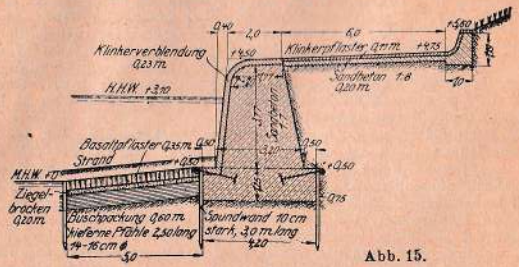


Abb. 15.

beschädigt worden. Der in Abb. 15 dargestellte Querschnitt (stehendes Werk) hat gröfsere Verbreitung gefunden, da er in sich standsicher ist, selbst wenn er hinterspült wird. An Stelle der Basaltsteine in der Vorlage sind gelegentlich mit gutem Erfolge die oben bereits erwähnten basaltsäulenähnlichen Wabensteine aus Beton verwendet worden.

Von den verschiedenen Bauformen für Uferschutzwerke aus Beton an den sandigen Küsten der nordfriesischen Inseln haben sich einige nicht voll bewährt; das ist in der Hauptsache nicht auf die Verwendung von Beton, sondern auf mangelhafte Ausbildung des Fufses der Deckung und der Vorlage zurückzuführen. Nur in einem Falle, wo der Schutz durch eine dünnwandige, schrägliegende, einheitliche Betonplatte bewirkt werden sollte, hat diese unter den Einwirkungen der Wellen und der Witterung Beschädigungen erlitten; da sich an der Küste der Ostsee ähnliches gezeigt hat, ist die Verwendung dünner, einheitlicher Platten nicht zu empfehlen. Gegen die Kräfte der Wellen und die Angriffe der Witterung schützen nur massige, gegen Unter- und Hinterspülung gesicherte Bauwerke mit guter Vorlage.

Abb. 16 zeigt den nachträglich verstärkten Querschnitt einer längeren Strandschutzmauer an der Südostecke der Insel Föhr, von der ein Teil infolge

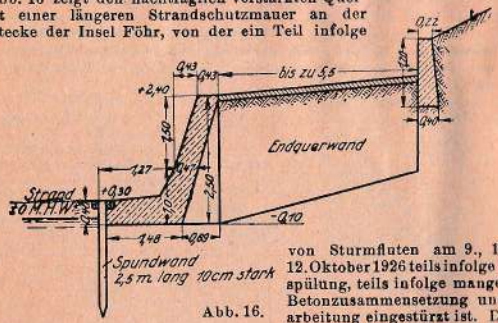


Abb. 16.

von Sturmfluten am 9., 10. und 12. Oktober 1926 teils infolge Hinterspülung, teils infolge mangelhafter Betonzusammensetzung und -verarbeitung eingestürzt ist. Die Sohlenbreite der Mauer erscheint auch jetzt noch sehr gering im Vergleich zur Höhe derselben.

Dagegen wirken neuere auf Sylt nach Abb. 17, teilweise auch ohne Gründung auf Pfählen, ausgeführte Strandschutzmauern erheblich sicherer;

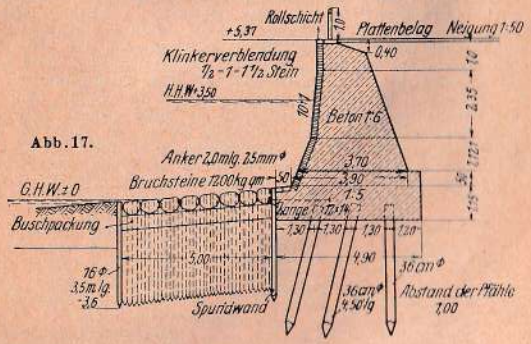


Abb. 17.

sie haben sich bislang gut bewährt, ebenso eine ähnliche Ausführung auf der Südseite der Halbinsel Wittdün auf Amrum.

An den Küsten der Ostsee ist Beton infolge geringeren Angriffs der See und gröfseren Reichtums an Steinen (Findlinge) zum Schutze sandiger Ufer nicht so häufig verwendet worden wie an der Nordsee. Abb. 18 zeigt den Querschnitt einer schrägen Betonplatte zum Schutze eines sandigen Ufers bei Heringsdorf. Derartige Bauweisen können an verhältnismäfsig geschützten Stellen angewendet werden; gut

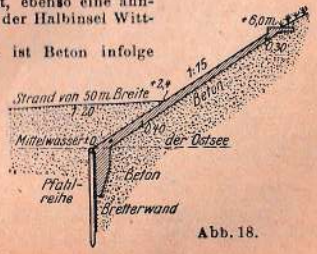


Abb. 18.

gedichtete Fugen sind in geringen Abständen anzuordnen. Ein Uferdeckwerk bei Grofs-Horst zeigt Abb. 19.

Für einen konkav gekrümmten Uferschutz findet sich ein bemerkenswertes Beispiel in Amerika vor der Stadt San Francisco. Es besteht in seinem unteren Teile aus einer geneigten, treppenförmigen Eisenbetondecke; der obere Teil wird durch eine konkav gekrümmte Mauer gebildet (Abb. 20)[1].

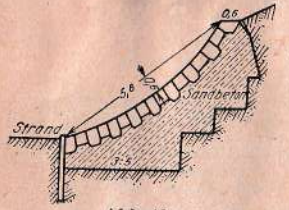


Abb. 19.

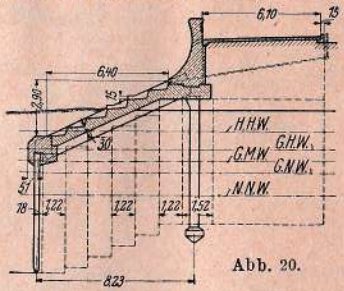


Abb. 20.

c) Bei Bodenarten, die in unverwittertem Zustande wasserundurchlässig, infolge des Angriffs der Wellen und der Verwitterung jedoch dem Abbruch ausgesetzt sind (weiche Felsen, Ton, Geschiebemergel und Lehm), läfst sich der Schutz des entstehenden Steilufers entweder durch eine geneigte Betondecke ohne oder mit Pflasterung, die unter Beseitigung aller bereits verwitterten Massen auf den frischen Boden aufgebracht wird, oder durch Schutzmauern bewirken. Eine Pflasterung mufs höher hinaufgeführt werden, als die Wellen bei Sturmflut auflaufen. Dann wird sich im Laufe der Zeit der darüberliegende Teil des Steilufers unter seinem natürlichen Böschungswinkel einstellen und bepflanzen lassen. Es mufs nur stets darauf geachtet werden, dafs die Verwitterung nicht unter den Kopf des Pflasters hinuntergreift, wie es infolge Eindringens von Wasser durch die Pflasterung möglich ist. Die Bauweise eignet sich jedoch nur für verhältnismäfsig geschützte Uferstrecken.

Richtiger erscheint zum Schutze von Steilabbrüchen immer eine in sich standsichere Betonmauer, die so weit vor der Abbruchkante erbaut wird, wie es dem natürlichen Böschungswinkel bzw. der Tragfähigkeit der anstehenden Bodenart entspricht. Ist diese gering, so wird die Mauer so weit vorzusetzen sein, dafs sich zwischen ihr und dem Fufs der zu erwartenden Böschung noch eine annähernd wagerechte Fläche einschalten läfst. Ein kennzeichnendes Beispiel einer solchen Schutzmauer befindet sich auf Helgoland (Abb. 21).

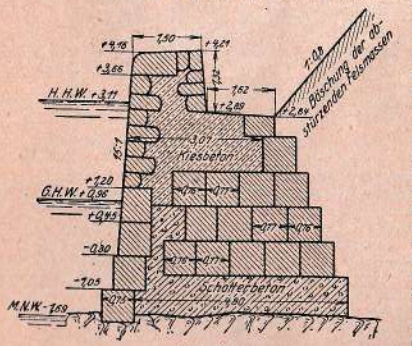


Abb. 21.

[1]) Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., IV. Bd., S. 29 bis 31, Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.

Der Abstand der Mauer vom Ufer ist so bemessen, dafs die herabstürzenden Felsmassen eine Böschung von 1:0,8 bilden können. Auf die hier angewendete Bauweise (möglichst weitgehende Verwendung von am Landehergestellten Betonblöcken) sei ausdrücklich hingewiesen; die Zahl der im Inneren der Mauer liegenden Betonblöcke wird ohne Schaden für den Bau verringert werden können.

An der Ostsee sind verschiedene Bauweisen für derartige Schutzwerke erprobt worden. Die mit ihnen gemachten Erfahrungen lassen erkennen, dafs die Mauern mit konkav gekrümmter Vorderfläche und stark gesichertem Fufs besonders zuverlässig sind[1]). Den Querschnitt der neuen Uferschutzwerke vor dem Streckelsberg zeigt Abb. 22.

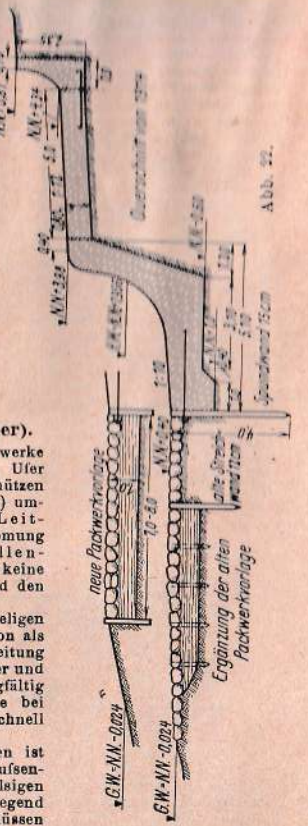


Abb. 22.

III. Hafenaufsenwerke (Molen, Leitdämme, Wellenbrecher).

Als Molen werden Hafenaufsenwerke bezeichnet, die, wie die Buhnen vom Ufer aus vorgebaut, eine Hafeneinfahrt schützen oder die äufseren Hafenflächen (Vorhafen) umschliefsen. Derartige Molen heifsen Leitdämme, wenn sie gleichzeitig eine Strömung zusammenfassen oder leiten sollen. Wellenbrecher sind inselartige Bauwerke, die keine Verbindung mit dem Lande besitzen und den Seegang vom Hafen abhalten sollen.

Bei diesen schwierigen und kostspieligen Bauwerken hat der Beton und Eisenbeton als Baustoff eine sehr umfangreiche Verbreitung gefunden, weil er die Verwendung grofser und schwerer, am Lande sicher und sorgfältig herzustellender Bauteile ermöglicht, die bei günstiger Witterung verhältnismäfsig schnell eingebaut werden können.

Je nach den örtlichen Verhältnissen ist die Anordnung und Bauart der Hafenaufsenwerke verschieden. Während sie an felsigen und nicht veränderlichen Küsten vorwiegend dem Schutze gegen die Wellen dienen, müssen sie bei sandigen Küsten mit Sinkstoffwanderung aufserdem die Hafeneinfahrt vor Versandung schützen und an der Mündung von Binnengewässern auch die Strömung zur Erzielung einer Spülwirkung zusammenfassen. Für die zu wählende Bauweise sind die Lage gegenüber dem Wellenangriff und dessen Stärke, die Beschaffenheit und Neigung des Untergrundes, die Art der verfügbaren Baustoffe, die Wassertiefe u. a. m. mafsgebend. Im besonderen sind folgende Bauweisen zu unterscheiden:

a) Hafendämme mit geböschten Begrenzungen (geböschte Bauweise),
b) „ „ steilen Aufsenflächen (steile Bauweise),
c) „ „ geböschtem Unterbau und steilem Oberbau (gemischte Bauweise).

[1]) Bautechn 1927, S. 763; dort weitere Beispiele.

Die **geböschte Bauweise** erfordert grofse Baustoffmengen, jedoch genügen billigere Baustoffarten. Da die Wellen an der Aufsenböschung branden, mufs diese durch so schwere Bauteile geschützt werden, dafs durch den Stofs der auflaufenden Wassermengen keine Zerstörungen und Verschiebungen eintreten können. Die Neigung der Aufsenböschung ist möglichst flach zu wählen.

Bei geschützter Lage, also geringem Wellenangriff, können solche Dämme aus Faschinen mit oder ohne Sandkern und mit einer Abdeckung aus Steinen hergestellt werden. Hierfür können Naturs teine oder künstliche Betonsteine verwendet und als Schüttung oder im Verbande gepflastert eingebaut werden. Die Fugen der Pflasterböschungen werden meistens nur mit Muschelstücken oder Ziegelbrocken zugeschlämmt, da sich in diesem Falle Unterwaschungen und Zerstörungen schneller bemerkbar machen und mit geringeren Kosten ausbessern lassen als bei Pflasterungen mit Mörtelvergufs. Der Fufs der Aufsenböschung ist durch Sinkstücke oder Steinschüttungen zu sichern. Derartige Bauwerke sind in Holland und an der deutschen Ostseeküste häufig ausgeführt worden; sie erfordern verhältnismäfsig hohe Unterhaltungskosten.

Bei schwererem Wellenangriff genügen Erd- oder Faschinendämme ihres geringen Gewichtes wegen nicht. Dann müssen die geböschten Dämme allein aus Steinen hergestellt werden. Zweckmäfsig werden Steine verschiedenen Gewichtes lagenweise verwendet. Den Angriffskräften der Wellen entsprechend müssen die gröfsten und schwersten Steine oder künstlichen Blöcke an der Aufsenböschung und oben angeordnet werden. Mit zunehmender Tiefe kann das Gewicht der Steine abnehmen, wobei die Schichtgrenzen so zu wählen sind, dafs die obersten Steine einer Schicht durch den in dieser Tiefe wirkenden Wellenstofs nicht mehr bewegt werden können. Diese Bauweise eignet sich besonders bei sehr grofsen Wassertiefen und schlechtem Baugrund. Ein bemerkenswertes Beispiel dieser Art stellt der Wellenbrecher in Marseille dar (Abb. 23).

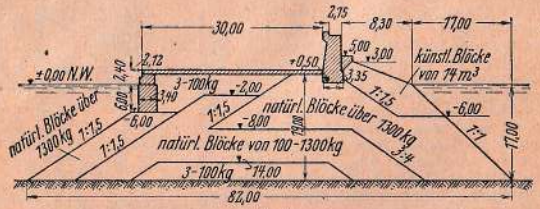


Abb. 23.

Für die Aufnahme der Wellenstöfse ist die **steile Bauweise** am günstigsten, ihre Anwendung erfordert jedoch sehr widerstandsfähige Baukörper und einen festen oder künstlich befestigten Untergrund. Bei genügend grofser Wassertiefe vor dem Bauwerk entsteht keine Brandung.

Die an der deutschen Ostseeküste üblichen Molen dieser Art bestehen aus zwei Pfahlwandreihen, die durch Längsholme oder Gurtungen und Queranker verbunden sind. Der Raum zwischen den Pfahlwänden wird mit Schüttsteinen angefüllt, wobei die gröfsten Steine möglichst aufsen anzuordnen sind. Der so ausgebildete, gewöhnlich bis zur Höhe des M.W. reichende Unterbau trägt einen Oberbau, der aus einem Betonkörper mit Brustmauer hergestellt werden kann. Bei gröfseren Bauwerken können zur weiteren Unterstützung des Oberbaues zwischen den Pfahlwänden noch weitere Reihen lotrechter Tragpfähle gerammt werden. Es empfiehlt sich, in dem Betonkörper des Oberbaues lotrechte Schächte auszusparen, mit deren Hilfe die Steinschüttung ergänzt werden kann, wenn Setzungen eingetreten sind. Den Querschnitt einer Mole dieser Bauart (Safsnitz) zeigt Abb. 24.

An Küsten, die vom Bohrwurm aufgesucht werden, eignet sich eine Molenbauweise, wie sie bei der teilweisen Erneuerung der Nordermole in IJmuiden gewählt worden ist[1]). Die Wände dieser Mole bestehen aus zwei Reihen gegeneinander verankerter Eisenbetonspundwände (Abb. 25). Der zwischen ihnen liegende Raum wurde mit Beton ausgefüllt und durch eine Eisenbetonplatte mit Brustmauer abgedeckt. Die Bauweise ist empfehlenswert, weil die glatten Aufsenwandungen den Wellen keine Angriffspunkte bieten und weil die als Bauteile verwendeten Spundbohlen sorgfältig auf dem Lande hergestellt und ihres geringen Gewichtes wegen mit gewöhnlichen Baugeräten bewegt und eingerammt werden können. Auch Stahlspundwände kommen bei derartigen Bauweisen in Frage.

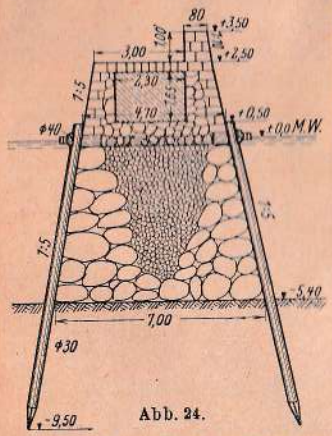


Abb. 24.

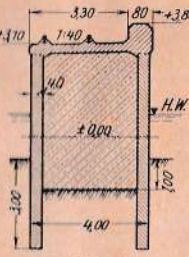


Abb. 25.

Bei sehr starkem Wellenangriff müssen gröfsere und schwerere Einheiten verwendet werden. Dafür eignen sich besonders künstliche Blöcke von grofsen Abmessungen, die am Lande hergestellt und von Kranen versetzt werden. Derartige Bauwerke sind an den Küsten der Weltmeere in grofser Zahl errichtet worden[2]) (vgl. den Oberbau in Abb. 27).

An Stelle der künstlichen Blöcke sind in neuerer Zeit vielfach und mit gutem Erfolge Eisenbetonschwimmkasten für die Herstellung der Hafenaufsenwerke verwendet worden[3]). Sie werden am Lande auf Helgenanlagen, im Trockendock oder Schwimmdock hergestellt, schwimmend an die Baustelle gebracht, durch Einfüllen von Wasser abgesenkt und mit Sand oder Beton ausgefüllt. Bei

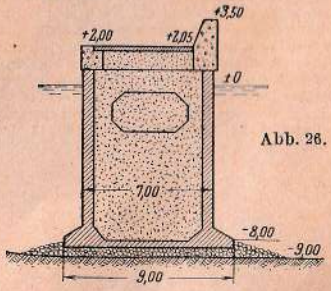


Abb. 26.

[1]) De Ingen. 1930, Nr. 40, S. B 251.

[2]) F. W. Otto Schulze, Seehafenbau, II. Band, 2. Aufl., S. 43 ff.; Brennecke-Lohmeyer, Grundbau, 4. Aufl., III. Bd., Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

[3]) Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., IV. Bd., S. 62 bis 66, Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn; F. W. Otto Schulze, Seehafenbau, II. Band, 2. Aufl., S. 46 ff.; Brennecke-Lohmeyer, Grundbau, 4. Aufl., III. Bd.

diesem Verfahren können die einzubauenden Einheiten sehr grofs gewählt werden. Den Querschnitt eines so hergestellten Wellenbrechers im Ostseehafen Gdingen zeigt Abb. 26.

Um die Vorteile der steilen Aufsenflächen auch bei grofsen Wassertiefen ausnutzen zu können, ist häufig eine gemischte Bauweise gewählt worden, indem der untere Teil der Hafendämme aus Steinschüttungen und

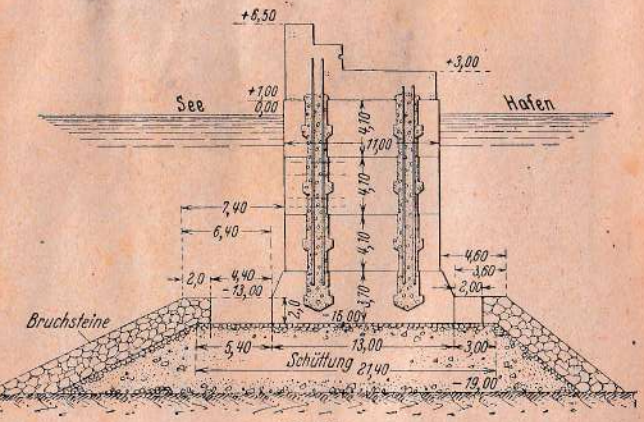


Abb. 27.

der obere Teil aus künstlichen Blöcken oder Eisenbetonschwimmkasten hergestellt wurde. Hierbei wird die Oberfläche der Steinschüttung so tief gelegt, dafs die Wellen keine zerstörende Wirkung auf die Schüttung mehr ausüben können. Nach den Erfahrungen im Mittelmeer, wo diese Bauweise häufig angewendet wurde, sind Tiefen von 10 bis 15 m für die Oberkante der Steinschüttungen erforderlich. Abb. 27 zeigt einen Wellenbrecher dieser Bauart in Algier, der infolge ungenügenden Schutzes des seeseitigen Böschungsfufses bei einem heftigen Sturm im Jahre 1934 streckenweise unterspült und dadurch zerstört worden ist.

Ueber die Berechnung der Hafenaufsenwerke vgl. F. W. Otto Schulze, Seehafenbau, Band II, 2. Aufl., S. 111 ff.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

ED. ZÜBLIN & Lie
AKTIENGESELLSCHAFT
STUTTGART
Duisburg, Kehl (Rh.), Frankfurt (M.),
Karlsruhe, München, Berlin.

Projektierung u. Ausführung von Beton- u. Eisenbetonbauten im Hoch- u. Tiefbau.

Gründungen:
Eisenbetonpfähle, Ufer- und Stützmauern mit Eisenbetonspundbohlen, Druckluftgründungen, Grundwasserabsenkungen etc.

Wasserkraftanlagen, Brücken, Kläranlagen, Behälter, Schwimmbecken, Eisenbetonschleuderrohre Bauart „Züblin“ für Kanalisation, Wasserversorgung und Wasserkraft, Betonstraßenbau.

Industriebauten:
Speicherbauten, Fabrik-Shedbauten, Geschäftshäuser, Getreide- und Kohlensilos

Erzbunkeranlagen:
Gesamte Projektierung einschl. Transportanlagen; Bunkerverschlüsse nach eigenen Patenten.

SIKA I

Normalbindender, dichtender Zusatz zum Mörtel und Beton und Schutz gegen chemische Angriffe

SIKA 2, 3, 4, 4a

Schnellbindende, dichtende Zusätze zum Mörtel und Beton, Schutz gegen chemische Angriffe

IGOL

Elastischer Schutzanstrich für Mauerwerk, Putz, Beton und Eisen, Silo-Anstrich

SAURIERMASSE

Elastischer Dichtungsbelag für Terrassen, Dächer, Brücken, Unter- und Überführungen

PURIGO

Zur Konservierung, Härtung und Reinigung von Gestein und Putz

SIKANOL

Unsichtbarer Schutzanstrich gegen Schlagregen

SIKA G. m. b. H., CHEMISCHE FABRIK
DURMERSHEIM IN BADEN

Bezugsquellen-Verzeichnis

nach Schlagwörtern geordnet

zum

Beton-Kalender 1938.

Abdeckmatten (handgearbeitet u. maschinell hergestellt).

Max Krug, Halle/S., Markt 16, Fernruf 25 562.

Abdichtung durchlässiger Bodenschichten und Bauwerke durch Zementeinpressungen u. n. d. Joostenschen u. Shellperm-Verfahren:

Gesellschaft für chemische Verfestigung und Abdichtung m. b. H., Berlin-Schöneberg, Martin-Luther-Strafse 61—66, Fernspr.: Sammel-Nr. 71 28 11.

Abdichtungsmittel.

Gustav A. Braun, Biberwerk, Köln, Goebenstr. 12 (Anz. S. 15).

Hans Hauenschild Chemische Fabrik K.-G., Hamburg-Wa. (Prolapin, Orkit, Lithurin).

Sika G. m. b. H., Chemische Fabrik, Durmersheim/Baden (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt II).

Abdichtungsmittel gegen Grundwasser.

Gustav A. Braun, Biberwerk, Köln, Goebenstr. 12 (Anz. S. 15).

Chemische Fabrik Grünau, Landshoff & Meyer A.-G., Berlin-Grünau (Anzeige Seite 21).

Sika G. m. b. H., Chemische Fabrik, Durmersheim/Baden (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt II).

Abdichtungsstoffe.

Paul Lechler, Inertolfabrik, Stuttgart (Anzeige Seite 18).

Abdichtung von Tunnels, Brücken und anderen Bauten.

Gustav A. Braun, Biberwerk, Köln, Goebenstr. 12 (Anz. S. 15).

Chemische Fabrik Grünau, Landshoff & Meyer A.-G., Berlin-Grünau (Anzeige Seite 21).

Sika G. m. b. H., Chemische Fabrik, Durmersheim/Baden (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt II).

Ankerschienen.

Deutsche Kahneisen-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Lichtenberg 1, Kriemhildstrafse 13/16. Fernsprecher: 55 15 22. Telegramm-Adresse: Kahncrete Berlin. Profil-Tabelle siehe Seite 148 (Anzeige Teil I Seite XI).

Josef Halfen, Fabrikation von Baueisen, Düsseldorf-1/F. (Anzeige Teil I auf farbigem Papier nach dem Text Seite XXIV).

Asphalt.

A. W. Andernach G. m. b. H. in Beuel/Bonn.

Bagger.

Orenstein & Koppel A.-G., Berlin SW 61 (Anzeige Teil II Umschlagseite III).

Baracken.

A. C. Pohlmann, Wandsbek-Hamburg, Ziegeleiweg 50 (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite VII).

Bauaufzüge.

ABG Baumaschinen-Fabrik K.-G. Schumann, Findeisen & Co., Leipzig C 1, Maniettastr. 14 (Anzeige Seite 14).

Baumaschinen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig N 22, Poetenweg 45. Tel. 52 178 u. 57 975 (Anzeige Teil II Seite I).

Bauerdecke.

Fr. Schäfer, Stadtbaumeister i. R., Stuttgart-Bad Cannstatt, Theob.-Kerner-Strafse 7, Fernspr.: 501 21.

Baugrunduntersuchungen.

Dr.-Ing. Paproth & Co. (Anzeige Seite 17).

Bauingenieurbüros.

Dipl.-Ing. K. M. Kühn, Frankfurt a. M., Neckarstrafse 10.

Baulokomotiven.

Orenstein & Koppel A.-G., Berlin SW 61 (Anzeige Teil II Umschlagseite III).

Baustahlgewebe.

Bau-Stahlgewebe G. m. b. H., Düsseldorf, Jägerhofstrafse 23. Sammelruf 36 446 (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt Seite III).

Baustoffprüfmaschinen.

Oscar A. Richter, Dresden-A. 1, Güterbahnhofstr. 8 (Anz. S. 21).

Bautechnische Bücher.

Gropius'sche Buch- und Kunsthandlung, Berlin W 9, Köthener Strafse 38, liefert schnellstens: Alle neu erschienenen deutschen und ausländischen Werke aus dem Gebiete der Architektur und technischen Wissenschaften (Anzeige Seite 36).

Bautenschutzmittel „Rapidolit".

Bautenschutz-Produkte Günter Höh, Dortmund-Wickede, Frische Luft 203.

Bauwesen-Versicherung.

Allianz und Stuttgarter Verein Vers.-A.-G., Abt. Baurisiken-Versicherung, Berlin W 8, Taubenstr. 1-2 (Anzeige Teil I nach dem Text Seite XXIX).

Bauwinden.

ABG Baumaschinen-Fabrik K.-G. Schumann, Findeisen & Co., Leipzig C 1, Maniettastr. 14 (Anzeige Seite 14).

Baumaschinen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig N 22, Poetenweg 45. Tel. 52 178 u. 57 975 (Anzeige Teil II Seite I).

Betonabdeckmatten.

Max Krug, Halle/S., Markt 16, Fernruf 25 562.

Betonbauunternehmer.

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige S. 3).

Industrie- und Strafsenbau G. m. b. H., Berlin-Lankwitz, Nicolaistrafse 46 (Anzeige Teil I vor dem Text Seite VI).

Betonbewehrungen.

Benzinger-Bewehrung K.-G., Berlin W 8, Friedrichstraße 69 (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt VIII).

Betondichtungsmittel.

Gustav A. Braun, Biberwerk, Köln, Goebenstr. 12 (Anz. S. 15).

Chemische Fabrik Grünau, Landshoff & Meyer A.-G., Berlin-Grünau (Anzeige Seite 21).

Sika G. m. b. H., Chemische Fabrik, Durmersheim/Baden (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt II).

Betoneisenscheren und -bieger für Kraftbetrieb.

Paul Ferd. Peddinghaus, Gevelsberg (Westf.) (Anz. S. 31).

Betonhärtemittel.

Gustav A. Braun, Biberwerk, Köln, Goebenstr. 12 (Anz. S. 15).
Hans Hauenschild Chemische Fabrik K.-G., Hamburg-Wa. (Lithurin „M", Kessler'sches Original Fluat).
Sika G. m b. H., Chemische Fabrik, Durmersheim/Baden (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt II).

Betonhartstoff.

Elektroschmelzwerk Kempten A.-G., München, Prinzregentenstrafse 18 „Kristallit" (Anzeige Seite 15).

Betonmischmaschinen.

G. Anton Seelemann & Söhne, Neustadt/Orla (Anzeige S. 27).

Betonpfahlgründung.

Allgemeine Baugesellschaft Lorenz & Co., Berlin-Wilmersdorf, Kaiserallee 30 (Anzeige Teil II vor dem Text Seite IV).
Frankipfahl Baugesellschaft m. b. H., Düsseldorf, Goethestr. 73. Fernspr. Nr. 60 847 (Anzeige Teil II auf starkem farbigen Trennungsblatt V).

Betonprüfmaschinen und Formen.

Oscar A. Richter, Dresden-A. 1, Güterbahnhofstr. 8 (Anz. S. 21).

Betonrundkipper.

Orenstein & Koppel A.-G., Berlin SW 61 (Anzeige Teil II Umschlagseite III).

Betonschleuderformen.

Nolze G. m. b. H., Kaiserslautern.
Das mehrfach patentierte NOLZE-SUPERIA-Verfahren.

Betonschleudermaschinen.

Nolze G. m. b. H., Kaiserslautern.
Das mehrfach patentierte NOLZE-SUPERIA-Verfahren.

Beton-Stampfer und -Vibratoren.

Robert Wacker, Dresden-A. 5. F. 219 80 (Anzeige Seite 38).

Betonstrafsen-Baugeräte.

Robert Wacker, Dresden-A. 5. F. 219 80 (Anzeige Seite 38).

Beton- und Eisenbetonbauunternehmer.

Max Giese, Eisenbetonbau, Kiel, Forstweg 6 (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite V).
Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).
Hermann Möller, Eisenbeton-, Hoch- u. Tiefbau, Wilhelmshaven, Berlin, Hamburg, Hannover, Kiel, Magdeburg (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite XVIII).
Polensky & Zöllner, Berlin-Charlottenburg (Anz. Teil I S. XVI).

Beton- und Mörtelmischer.

ABG Baumaschinen-Fabrik K.-G. Schumann, Findeisen & Co., Leipzig C 1, Maniettastr. 14 (Anzeige Seite 14).
Baumaschinen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig N 22, Poetenweg 45. Tel 52178 u. 57975 (Anzeige Teil II Seite I).

Betonwerksteinrohmaterialien.

Deutsche Terrazzo-Verkaufsstelle Ulm G. m. b. H., Ulm a. D. (Anzeige Seite 11).

Beton-Zuschlagstoffe.

Steinbruchbetriebe Hermann Weishorn, Grimma i. S.

Bewehrungseisen.

Fried. Krupp A-G. Friedrich-Alfred-Hütte Rheinhausen (Anzeige Seite 10).

Biegungsmesser.

Ing.-Büro Friedrich Michaelis, Düsseldorf, Bergerufer 5 (Anzeige Teil II auf starkem farbigen Trennungsblatt Seite VI).

Bimsbaustoffe.

Tuffstein- u. Basaltlavawerke A.-G., Kruft b. Andernach a. Rh. (Anzeige Seite 16).

Bimsbeton-Platten, -Steine, -Hohlsteine.

Schwemmsteinwerk Heimbach G. m. b. H., Neuwied a. Rh. (Anz. S. 24).

Bimskies.

Trasswerke Meurin K.-G., Andernach a. Rh. (Anzeige Seite 8).

Bitumen.

Deutsche Gasolin Aktiengesellschaft, Berlin-Charlottenburg 9, Adolf-Hitler-Platz 7/9 (Anzeige Seite 5).
Ebano Asphaltwerke A.-G., Hamburg 36 (Anzeige Seite 5).
Mineralöl- u. Asphaltwerke A.-G., Hamburg 36 u. Berlin W 15, Meinekestrafse 12 (Anzeige Seite 5).
Rhenania-Ossag Mineralölwerke-A.-G., Hamburg 36 (Anz. S. 5).

Bodenuntersuchungen

nach Verfahren Dr.-Ing. Burkhardt D. R. P.
Bohrpfahl G. m. b. H., Esslingen.

Bohrpfähle.

Allgemeine Baugesellschaft Lorenz & Co., Berlin-Wilmersdorf, Kaiserallee 30 (Anzeige Teil II auf farbigem Papier vor dem Text Seite IV).

Eisenbetonliteratur.

Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9, Köthener Strafse 38.

Hervorragende Veröffentlichungen architektonischer und hochbautechnischer Werke aus dem Gebiete des gesamten Betonbaues, der Bau-Ingenieur-Wissenschaft, des Eisenbahnwesens, des Wasserbauwesens und der Berg- und Hüttenkunde;

Verlag der Zeitschrift „Beton u. Eisen", Internationales Organ für Betonbau. Herausgeber Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. „Handbuch für Eisenbetonbau" usw. Prospekte kostenlos (Anzeige Teil I auf farbigem Papier Seite III, XV, XVII, XIX, XXV, XXVII; Teil II auf farbigem Papier Seite II, III, Umschlagseite IV, Seite 20, Bezugsquellenverz. S. 19 u. 20).

Gropius'sche Buch- und Kunsthandlung, Berlin W 9, Köthener Strafse 38, liefert schnellstens: Alle neu erschienenen deutschen und ausländischen Werke aus dem Gebiete der Architektur und technischen Wissenschaften. Schnelle und regelmäfsige Verbindung mit dem Auslande. Bezugsquelle sämtlicher in- und ausländischer Zeitschriften. Sondergebiet: Betonliteratur. Prospekte und Inhaltsverzeichnisse über alle hervorragenden Neuerscheinungen unberechnet und postfrei (Anzeige Seite 36).

Eisenbetonpfahlgründungen.

Allgemeine Baugesellschaft Lorenz & Co., Berlin-Wilmersdorf, Kaiserallee 30 (Anzeige Teil II vor dem Text Seite IV).

Eisenportlandzement.

Verein deutscher Eisenportlandzement-Werke e. V., Düsseldorf, Eckstr. 17 (Anzeige Teil I nach dem Text Seite XXX).

Elektro-Stampfer, -Rüttler, -Stromerzeuger.

Robert Wacker, Dresden-A. 5. F. 21980 (Anz. S. 38).

Erztaschenanlagen.

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).

Estrich.

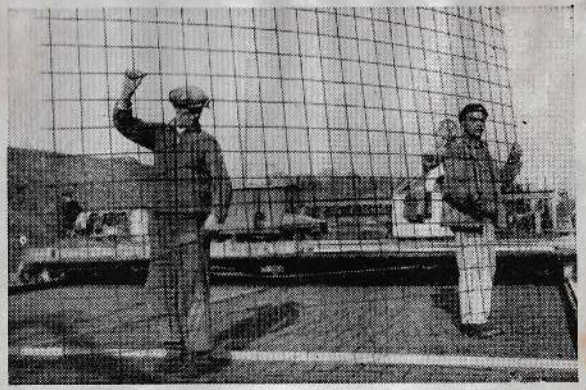
A. W. Andernach G. m. b. H. in Beuel/Bonn.

Fachliteratur.

Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9, Köthener Strafse 38.

Hervorragende Veröffentlichungen architektonischer und hochbautechnischer Werke aus dem Gebiete des gesamten Betonbaues, der Bau-Ingenieur-Wissenschaft, des Eisenbahnwesens, des Wasserbauwesens und der Berg- und Hüttenkunde;

BAUSTAHLGEWEBE



DAS BETON-ARMIERUNGSNETZ

aus kreuzweise verschweißten Stahldrähten ▪ In 23 verschiedenen Maschenweiten und Drahtstärken lieferbar ▪ Einfachste Verarbeitung durch Fortfall zeitraubender Verknüpfarbeit und Aufbiegung ▪ Beschleunigter Baufortschritt ▪ Lagen- und Rißsicherheit ▪ Erleichterung der Baukontrolle ▪ Steigerung der Wirtschaftlichkeit

Ausführliche Druckschriften, Angebote und technische Beratung durch

BAU-STAHLGEWEBE GMBH · DÜSSELDORF

JÄGERHOFSTRASSE 23 ▪ SAMMELRUF 36446

Tonerde-Schmelzzement

„Rolandshütte"

der deutsche Tonerdezement

normal bindend, aber schnell erhärtend

daher

höchste Festigkeiten in kürzester Frist

(etwa 500 kg/cm² Druckfestigkeit und etwa 30 kg/cm² Zugfestigkeit in 24 Stunden)

unempfindlich gegen Frost bis —15° C

widerstandsfähig gegen aggressive Wässer, Gase und Salze

Hochofenwerk Lübeck

Aktiengesellschaft

Lübeck-Herrenwyk

Verlag der Zeitschrift „Beton u. Eisen", Internationales Organ für Betonbau. Herausgeber Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. „Handbuch für Eisenbetonbau" usw. Prospekte kostenlos (Anzeige Teil I auf farbigem Papier Seite III, XV, XVII, XIX, XXV, XXVII; Teil II auf farbigem Papier II, III, Umschlagseite IV, Seite 20, Bezugsquellenverz. S. 19 u. 20).

Gropius'sche Buch- und Kunsthandlung, Berlin W 9, Köthener Str. 38, liefert schnellstens: Alle neu erschienenen deutschen und ausländischen Werke aus dem Gebiete der Architektur und technischen Wissenschaften. Schnelle und regelmäfsige Verbindung mit dem Auslande. Bezugsquelle sämtlicher in- und ausländischer Zeitschriften. Sondergebiet: Betonliteratur, Prospekte und Inhaltsverzeichnisse über alle hervorragenden Neuerscheinungen unberechnet und postfrei (Anzeige Seite 36).

Fachschulen.

Höhere Technische Staatslehranstalt für Hoch- u. Tiefbau, Stettin (Anzeige Seite 12).

Städtische Ingenieurschule Strelitz in Mecklenburg, staatlich anerkannt (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite XIV).

Fachzeitschriften.

Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9, Köthener Strafse 38.

Verlag der Zeitschriften:

„Beton u. Eisen", Internationales Organ für Betonbau. Herausgeber: Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

„Die Bautechnik", Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen. Mit den Beilagen „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen" und „Der Stahlbau".

„Der Bautenschutz", Zeitschrift für Versuche und Erfahrungen auf dem Gebiete der Schutzmaßnahmen und der Baukontrolle. Schriftleitung: Professor-Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

„Zentralblatt der Bauverwaltung" vereinigt mit „Zeitschrift für Bauwesen". Herausgegeben im Preufsischen Finanzministerium (Anzeige Teil II Umschlagseite IV).

Fassadenfarben.

Silinwerk van Baerle & Co G. m. b. H., Gernsheim a. Rh. (Anzeige Seite 26).

Feldbahnen.

Orenstein & Koppel A.-G., Berlin SW 61 (Anzeige Teil II Umschlagseite III).

Feldbahnfabriken.

Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 9).

Festigkeitsberechnungen.

Dipl.-Ing. K. M. Kühn, Frankfurt a. M., Neckarstrafse 10.

Feuerschutzfarben.

Silinwerk van Baerle & Co. G. m. b. H., Gernsheim a Rh. (Anzeige Seite 26).

Flachbaggergeräte.

Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Hamburg (Anz. S. 19).

Fluate.

Gustav A. Braun, Biberwerk, Köln, Goebenstr. 12 (Anz. S. 15).

Hans Hauenschild Chemische Fabrik K.-G., Hamburg-Wa. (Lithurin „M", Kessler'sches Original Fluat).

Sika G. m. b. H., Chemische Fabrik, Durmersheim/Baden (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt II).

Flufsregulierungen.

Max Geissler, Hirschfelde-Leipzig (Anzeige Seite 12).

Fugenkitte.

Gustav A. Braun, Biberwerk, Köln, Goebenstr. 12 (Anz. S. 15).

Chemische Fabrik Grünau, Landshoff & Meyer A.-G., Berlin-Grünau (Anzeige Seite 21).

Sika G. m. b. H, Chemische Fabrik, Durmersheim/Baden (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt II).

Fundierungen.

Allgemeine Baugesellschaft Lorenz & Co., Berlin-Wilmersdorf, Kaiserallee 30 (Anzeige Teil II vor dem Text Seite IV).

Fundierungen, Grundwasserspiegelsenkungen.

Hermann Möller, Eisenbeton-, Hoch- u. Tiefbau, Wilhelmshaven, Berlin, Hamburg, Hannover, Kiel, Magdeburg (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite XVIII).

Fundierungen und Abfangungen.

Allgemeine Baugesellschaft Lorenz & Co., Berlin-Wilmersdorf, Kaiserallee 30 (Anzeige Teil II vor dem Text Seite IV).

Fufsböden.

Fama & Famin, G. m. b. H., Hannover, Stüvestrafse 6a (Anzeige Seite 22).

Glasdächer, kittlose.

Julius Lorenz, Ilo Glasdachwerk, Stuttgart-S., Heusteigstr. 27, Telephon 241 57/58.

Gleisanlagen.

Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 9)

Gleitschalung.

Max Giese, Eisenbetonbau Kiel, Forstweg 6 (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite V).

Gleitschalung, Deutsches Patent der

Siemens-Bauunion G. m b. H., Berlin-Siemensstadt (Anzeige Seite 1).

Gleitschalung, Patent Macdonald.

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).

Goudron.

L. Haurwitz & Co., Berlin NW 40, Lüneburger Strafse 7.

Greifbagger.

Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Hamburg (Anzeige S. 19).

Gutachten, Begutachtungen.

Dr. Ing. F. Emperger und Ziv.-Ing. K. Kugi, Zivilingenieurbüro, Wien I, Dominikanerbastei 4.

Hochbau.

Industrie- und Strafsenbau G. m. b. H., Berlin-Lankwitz, Nicolaistrafse 46 (Anzeige Teil I vor dem Text Seite VI).

Hochbehälter (Reservoire).

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).

Hochwertiger Portlandzement.

Dyckerhoff Portland-Zementwerke A.-G., Amöneburg, Post Wiesbaden-Biebrich (Anzeige Teil I nach dem Text S. XXVI).

Hohlsteindecken.

Leipziger Decke, Gräwer & Strohmeyer, Leipzig O 5.

Industriebauten.

Max Geissler, Hirschfelde-Leipzig (Anzeige Seite 12).

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).

Industrie- und Strafsenbau G. m. b. H., Berlin-Lankwitz, Nicolaistrafse 46 (Anzeige Teil I vor dem Text Seite VI).

Inertol.

Paul Lechler, Inertolfabrik, Stuttgart (Anzeige Seite 18).

Ingenieurbüros.

Dipl.-Ing. K. M. Kühn, Frankfurt a. M., Neckarstrafse 10.

Isolieranstriche.

Gustav A. Braun, Biberwerk, Köln, Goebenstr. 12 (Anz. S. 15).

Hans Hauenschild Chemische Fabrik K.-G., Hamburg-Wa. (Orkit, Lithurine).

Sika G. m. b. H., Chemische Fabrik, Durmersheim/Baden (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt II).

Friedrich Wehrmann, Asphaltwerk und Dachpappenfabrik, Berlin NW 21, Perleberger Strafse 3 (Anzeige Seite 40).

Isolierstoffe.

A. W. Andernach G. m. b. H. in Beuel Bonn.

Isteg-Bewehrung.

Fried. Krupp A.-G. Friedrich-Alfred-Hütte Rheinhausen (Anzeige Seite 10).

Kippwagen.

Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 9).

Kohlenbunker.

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).

Kontinuierliche Betonschnellmischer.

G. Anton Seelemann & Söhne, Neustadt/Orla (Anzeige S. 27).

Krane, fahrbar.

Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Hamburg (Anzeige S. 19).

Laboratoriumseinrichtungen.

Oscar A. Richter, Dresden-A. 1, Güterbahnhofstr. 8 (Anz. S. 21).

Leichtbauplatten.

Stettiner Portland-Cement-Fabrik „Lossius-Leichtbauplatte", Züllchow/Pomm., Adolf-Hitler-Strafse 34/36 (Anzeige Teil I vor dem Text Seite XXII, Teil II Seite 2).

Leichtsteindächer.

Leipziger Decke, Gräwe & Strohmeyer, Leipzig O 5.

Literatur.

Gropius'sche Buch- u. Kunsthandlung, Berlin W 9, Köthener Str. 38, liefert schnellstens: Alle neu erschienenen deutschen und ausländischen Werke aus dem Gebiete der Architektur und technischen Wissenschaften. Schnelle und regelmäfsige Verbindung mit dem Auslande. Bezugsquelle sämtlicher in- und ausländischer Zeitschriften. Sondergebiet: Betonliteratur. Prospekte und Inhaltsverzeichnisse über alle hervorragenden Neuerscheinungen unberechnet und postfrei (Anzeige Seite 36).

Löffelhoch- und Löffeltiefbagger.

Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Hamburg (Anzeige S. 19).

Maschinen und Formen für die Zementwarenfabrikation.

Gustav Krüger, Mückenberg-Guben.

Materialprüfmaschinen.

Oscar A. Richter, Dresden-A. 1, Güterbahnhofstr. 8 (Anz. S. 21).

Mauereckleisten.

Klöckner-Werke A.-G., Troisdorf bei Köln (Anzeige Seite 13).

Mörtelmischmaschinen.

G. Anton Seelemann & Söhne, Neustadt/Orla (Anzeige S. 27).

Mosaikwürfel.

Deutsche Terrazzo-Verkaufsstelle Ulm G. m. b. H., Ulm a. D. (Anzeige Seite 11).

Motorlokomotiven.

Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 9).

Orenstein & Koppel A.-G., Berlin SW 61 (Anzeige Teil II Umschlagseite III).

Nettetaler Trass.

Trasswerke Meurin K.-G., Andernach a. Rh. (Anzeige Seite 8).

Pfahlgründungen.

Allgemeine Baugesellschaft Lorenz & Co., Berlin-Wilmersdorf, Kaiserallee 30 (Anzeige Teil II vor dem Text Seite IV).

Hermann Möller, Eisenbeton-, Hoch- u. Tiefbau, Wilhelmshaven, Berlin, Hamburg, Hannover, Kiel, Magdeburg (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite XVIII).

August Wolfsholz, Prefsbeton- u. Ingenieurbau K.G., Berlin W 15, Kaiserallee 210, Fernspr.: 24 46 66 (Anzeige Teil I vor dem Text Seite XIII).

Planierbagger.

Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Hamburg (Anzeige S. 19).

Plastische Anstriche.

Silinwerk van Baerle & Co. G. m. b. H., Gernsheim a. Rh. (Anzeige Seite 26).

Portlandzement.

Dyckerhoff Portland-Zementwerke A.-G., Amöneburg, Post Wiesbaden-Biebrich (Anzeige Teil I nach dem Text S. XXVI).

Prefsbeton.

August Wolfsholz Prefsbeton- u. Ingenieurbau K.G., Berlin W 15, Kaiserallee 210. Fernspr.: 24 46 66 (Anzeige Teil I vor dem Text Seite XIII).

Putzkantenschützer.

Klöckner-Werke A.-G., Troisdorf bei Köln (Anzeige Seite 13).

Rammarbeiten.

Hermann Möller, Eisenbeton-, Hoch- u. Tiefbau, Wilhelmshaven, Berlin, Hamburg, Hannover, Kiel, Magdeburg (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite XVIII).

Rammen aller Art.

Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Hamburg (Anzeige S. 19).

Rohrgewebe jeglicher Art.

Max Krug, Halle/S., Markt 16, Fernruf 25 562.

Rolandshütte-Zement siehe Tonerde-Schmelzzement.

Hochofenwerk Lübeck Aktiengesellschaft, Herrenwyk im Lübeckschen (Anzeige Teil II farbiges Trennungsblatt IV).

Friedrich Wasmuth, Akt.-Ges. für Baustoffhandel und Industrie, Berlin W 35, Potsdamer Str. 58 (Anzeige Teil I Seite II).

Rostschutzfarben.

Paul Lechler, Inertolfabrik, Stuttgart (Anzeige Seite 18).

Schmelzzement.

Norddeutscher Werkhandel G. m. b. H., Hamburg 1, Spitalerstrafse 11.

Ungarische Allgemeine Kohlenbergbau-Akt.-Ges., Budapest, V. Zoltán-utca 2—4 (Anzeige Teil II farb. Trennungsblatt VII).

Friedrich Wasmuth, Akt.-Ges. für Baustoffhandel und Industrie, Berlin W 35, Potsdamer Str. 58 (Anzeige Teil I Seite II).

Schmelzzement siehe Tonerde-Schmelzzement.

Hochofenwerk Lübeck Aktiengesellschaft, Herrenwyk im Lübeckschen (Anzeige Teil II farbiges Trennungsblatt IV).

Friedrich Wasmuth, Akt.-Ges. für Baustoffhandel und Industrie, Berlin W 35, Potsdamer Str. 58 (Anzeige Teil I Seite II).

Schornsteinbau.

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).

Schotter und Kies.

Steinbruchbetriebe Hermann Weishorn, Grimma i. Sa.

Schutzanstriche.

Paul Lechler, Inertolfabrik, Stuttgart (Anzeige Seite 18).

Schutzanstrich für Beton und Eisen.

Gustav A. Braun, Biberwerk, Köln, Goebenstr. 12 (Anz. S. 15).

Chemische Fabrik Grünau, Landshoff & Meyer A.-G., Berlin-Grünau (Anzeige Seite 21).

Hans Hauenschild Chemische Fabrik K.-G., Hamburg-Wa. (Orkit)

L. Haurwitz & Co., Berlin NW 40, Lüneburger Strafse 47.

Sika G. m. b. H., Chemische Fabrik, Durmersheim/Baden (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt II).

Silobauten.

Max Giese, Eisenbetonbau, Kiel, Forstweg 6 (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite V).

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).

Silo-Schutzanstriche.

Gustav A. Braun, Biberwerk, Köln, Goebenstr. 12 (Anz. S. 15).

Hans Hauenschild Chemische Fabrik K.-G., Hamburg-Wa. (Orkit, Orkit „K"-hitzebeständig).

Sika G. m. b. H., Chemische Fabrik, Durmersheim/Baden (Anzeige Teil II auf farbigem Trennungsblatt II).

Stahlschalung für Betonbauten.

Luchterhand & Co. G. m. b. H., Neustadt a. d. Weinstrafse (Anzeige Seite 39).

Stahlspundwände.

Klöckner-Werke A.-G., Osnabrück.

Steinmehle und Terrazzokörnungen.

Deutsche Terrazzo-Verkaufsstelle Ulm G. m. b. H., Ulm a. D. (Anzeige Seite 11).

Steinputzmaterial.

Gewerkschaft Evelinensglück, Breslau 5, Schliefsfach 84.

Steinsande.

Deutsche Terrazzo-Verkaufsstelle Ulm G. m. b. H., Ulm a. D. (Anzeige Seite 11).

Strafsenbau.

Max Geissler, Hirschfelde-Leipzig (Anzeige Seite 12).

Industrie- und Strafsenbau G. m. b. H., Berlin-Lankwitz, Nicolaistrafse 46 (Anzeige Teil I vor dem Text Seite VI).

Strafsenbau, Beton- und bituminöse Decken.

Hermann Möller, Eisenbeton-, Hoch- u. Tiefbau, Wilhelmshaven, Berlin, Hamburg, Hannover, Kiel, Magdeburg (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite XVIII).

Talsperren.

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).

Technische Büros.

Dr. Ing. F. Emperger und Ziv.-Ing. K. Kugi, Zivilingenieurbüro, Wien I, Dominikanerbastei 4.

Terrazzo- und Kunststeinrohmaterialien.

Deutsche Terrazzo-Verkaufsstelle Ulm G. m. b. H., Ulm a. D. (Anzeige Seite 11).

Thurament.

Alleinige Herstellerin Sächsisch-Thüringische Portland-Zement-Fabrik Prüssing & Co. A.-G., Abt. Zementfabrik Thuringia, Unterwellenborn (Anzeige Teil I Seite VIII).

Tiefbau.

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).

Heilmann & Littmann, Bau-Aktiengesellschaft, München, Berlin, Stuttgart, Düsseldorf, Karlsruhe (Anzeige Seite 32).

Industrie- und Strafsenbau G. m. b. H., Berlin-Lankwitz, Nicolaistrafse 46 (Anzeige Teil I vor dem Text Seite VI).

Tiefbauunternehmungen.

Allgemeine Baugesellschaft Lorenz & Co., Berlin-Wilmersdorf, Kaiserallee 30 (Anzeige Teil II vor dem Text Seite IV).

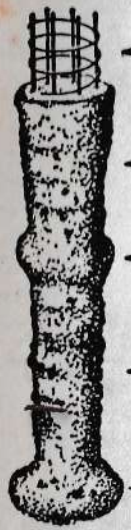
Max Giese, Eisenbetonbau, Kiel, Forstweg 6 (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite V).

Hermann Möller, Eisenbeton-, Hoch- u. Tiefbau, Wilhelmshaven, Berlin, Hamburg, Hannover, Kiel, Magdeburg (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite XVIII).

Polensky & Zöllner, Berlin-Charlottenburg (Anz. Teil I S. XVI).

DER FRANKI-PFAHL

die vollkommenste Pfahlgründung durch



1. die spiralumschnürte Rundeisenbewehrung, welche eine feste Verbindung mit den Aufbauten herstellt,
2. die konische Pfahlform, welche den Eindringungswiderstand erhöht,
3. den wechselnden Durchmesser, welcher sich den verschiedenen Bodenarten anpaßt,
4. die rauhe Oberfläche mit einem außergewöhnlich hohen Reibungskoeffizienten,
5. den breitausgebildeten Pfahlfuß, welcher als Fundament wirkt.

Durch diese Eigenschaften und eine bei der Herstellung erzielte zweifache Verdichtung des Bodens weist der Frankipfahl eine mehrfache Tragfähigkeit gegenüber allen anderen Pfahlsystemen auf! Bodenverdichtung und außergewöhnliche Betondichte schützen den Pfahl in aggressivem Grundwasser.

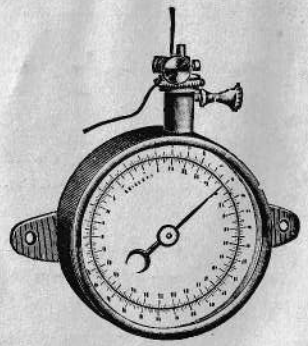
FRANKIPFAHL BAUGESELLSCHAFT m. b. H.

FERNSPRECHER 60847 DÜSSELDORF GOETHESTRASSE 73

Beachte auch Bezugsquellen-Verzeichnis!

Biegungsmesser

90 mm ⌀ aus Messing unter Glasplatte



a) bis 30 mm messend RM 50,—
b) bis 90 mm messend RM 75,—

Vorzüge:

1. Infolge Einkapselung des Mechanismus ist eine Verstellung des Zeigers unmöglich.
2. Die Nullstellung reguliert sich selbsttätig. Im Gegensatz zu Schwergewichtsapparaten wird die Senkung, Hebung und Vibration gleichmäßiger angezeigt.

Ing.-Büro
Friedrich Michaelis
Düsseldorf, Bergerufer 5

Tonerdezement.

Norddeutscher Werkhandel G. m. b. H., Hamburg 1, Spitalerstraſse 11.

Ungarische Allgemeine Kohlenbergbau-Akt.-Ges., Budapest, V. Zoltán-utca 2—4 (Anzeige Teil II farb. Trennungsblatt VII).

Friedrich Wasmuth, Akt.-Ges. für Baustoffhandel und Industrie, Berlin W 35, Potsdamer Str. 58 (Anzeige Teil I Seite II).

Tonerde-Schmelzzement „Rolandshütte“,

der einzige deutsche Tonerde-Schmelzzement.

Herstellerin:

Hochofenwerk Lübeck Aktiengesellschaft, Herrenwyk im Lübeckschen (Anzeige Teil II farbiges Trennungsblatt IV).

Friedrich Wasmuth, Akt.-Ges. für Baustoffhandel und Industrie, Berlin W 35, Potsdamer Str. 58 (Anzeige Teil I Seite II).

Trass.

Tuffstein- u. Basaltlava-Werke A.-G., Kruft b. Andernach a. Rh. (Anzeige Seite 16).

Trasszement.

Dyckerhoff Portland-Zementwerke A.-G., Amöneburg, Post Wiesbaden-Biebrich (Anzeige Teil I nach dem Text S. XXVI).

Tuffstein- u. Basaltlava-Werke A.-G., Kruft b. Andernach a. Rh. (Anzeige Seite 16).

Treppenschutzschienen.

Klöckner-Werke A.-G., Troisdorf bei Köln (Anzeige Seite 13).

Tricosal (Bautenschutzprodukte).

Chemische Fabrik Grünau, Landshoff & Meyer A.-G., Berlin-Grünau (Anzeige Seite 21).

Türzargen.

Klöckner-Werke A.-G., Troisdorf bei Köln (Anzeige Seite 13).

Verblendklinker.

Friedrich Wasmuth, Akt.-Ges. für Baustoffhandel und Industrie, Berlin W 35, Potsdamer Str. 58 (Anzeige Teil I Seite II).

Versicherung.

Allianz und Stuttgarter Verein Vers.-A.-G., Abt. Baurisiken-Versicherung, Berlin W 8, Taubenstr. 1-2 (Anzeige Teil I nach dem Text Seite XXIX).

Vibratoren für Hoch- und Straſsenbau.

Robert Wacker, Dresden-A. 5. F. 21980 (Anzeige Seite 38).

Vorsatzbeton.

Deutsche Terrazzo-Verkaufsstelle Ulm G. m. b. H., Ulm a. D. (Anzeige Seite 11).

Vorsatzmaterial.

Gewerkschaft Evelinensglück, Breslau 5, Schliefsfach 84.

Wacker-Elektro-Baugeräte.

Robert Wacker, Dresden-A. 5. F. 21980 (Anzeige Seite 38).

Wasserbauten.

Max Giese, Eisenbetonbau, Kiel, Forstweg 6 (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite V).

Wasserbauten, Wehre, Turbinen.

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).

Hermann Möller, Eisenbeton-, Hoch- u. Tiefbau, Wilhelmshaven, Berlin, Hamburg, Hannover, Kiel, Magdeburg (Anzeige Teil I auf farbigem Papier vor dem Text Seite XVIII).

Wassertürme.

Gleitbau Klotz & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 3).

Weichen.

Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M. (Anzeige Seite 9).

Weifser Portlandzement.

Dyckerhoff Portland-Zementwerke A.-G., Amöneburg, Post Wiesbaden-Biebrich (Anzeige Teil I nach dem Text S. XXVI).

Zeitschriften.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Beton- und Eisenbetonbau, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9, Köthener Strafse 38.

Der Bautenschutz, Zeitschrift für Versuche und Erfahrungen auf dem Gebiete der Schutzmafsnahmen und der Baukontrolle, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9, Köthener Strafse 38.

Die Bautechnik, Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen, mit den Beilagen „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen" und „Der Stahlbau", Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9, Köthener Strafse 38.

Zentralblatt der Bauverwaltung vereinigt mit Zeitschrift für Bauwesen, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9, Köthener Strafse 38 (Anzeige Teil II Umschlagseite IV).

Zementprüfmaschinen.

Oscar A. Richter, Dresden-A. 1, Güterbahnhofstr. 8 (Anz. S. 21).

Preisermittlung für massive Ingenieurbauten (PE).

Von Dr.-Ing. **Otto Blunck**, Reichsbahnoberrat

VIII, 98 Seiten mit 14 Textabb. und 8 Formblättern

Din A 4. 1937. Steif geheftet 5 RM.

Die Fachpresse urteilt:

Bauindustrie: Je mehr das Buch in den Dienst dieser Aufgaben gestellt wird, desto nützlicher wird es sich erweisen, sowohl für den Bauherrn als auch für den Unternehmer, denn beide müssen auf ihrem gemeinsamen Arbeitsgebiet die gleiche Sprache sprechen, wenn sie einander verstehen wollen. Prof. Dr.-Ing. Hasse.

Bautechnik: Das Buch wird daher allen willkommen sein, die massive Bauarbeiten zu kalkulieren und zu vergeben haben, denen es also um die Erhaltung eines gewissenhaften und die Ausmerzung eines oberflächlichen Unternehmertums zu tun ist, und die eine brauchbare und leicht nachprüfbare Grundlage für Verhandlungen über den angemessenen Preis ersehnen. Es wird aber auch jungen Ingenieuren, selbst Studenten, im bisherigen Dunkel des Kalkulationswesens wertvolle Richtlinien geben, die im einzelnen weiter auszubauen Freude eines jeden wirtschaftlich denkenden Bau- und Betriebsingenieurs sein wird. Die Verbreitung des Buches in der Ingenieurwelt ist daher dringend zu wünschen.
Prof. W. Neuffer, Dresden.

Bauingenieur: Bei Bauherren und Bauunternehmern ist der Schrift weiteste Verbreitung und dem Verfahren weiteste Aufmerksamkeit zu wünschen. Besonders zu begrüßen ist, daß hier ein Vertreter der größten deutschen Bauherrschaft sich mit ausgezeichneter Sachkenntnis auf einem Gebiete betätigt, dem sich früher fast ausschließlich und einseitig die Unternehmerschaft gewidmet hat. Hetzel, München.

Unentbehrlich für jede Baufirma:

Formblätter

zur Preisermittlung für massive Ingenieurbauten nach der „PE“

von Dr.-Ing. **O. Blunck**, Reichsbahnoberrat.

Formblatt 4a (Mantel) zur Ermittlung der Durchschnittslöhne, Kontrolle der in die Rechnung eingesetzten Stundenaufwendungen und Zusammenstellung der Angebotspreise

Formblatt 4b (Geräteliste), zur Errechnung der Abschreibungsbeträge und der Kosten des Transportes der Maschinen, Geräte, Baubuden usw. zur und von der Baustelle

Formblatt 4c zur Ermittlung der Kosten der Baustoffe einschl. des Transportes bis zur Baustelle, und zur Bestimmung der Endzuschläge für Sozialaufwand, Allgemeine Geschäftsunkosten, Kapitaldienst, Wagnis und Gewinn und Umsatzsteuer

Formblatt 4d zur Ermittlung der Stoff- und Lohnkosten für die einzelnen Posten des Leistungsverzeichnisses

Formblatt 4e Merkblatt für die Gruppierung der Kosten mit Anweisung zur Preisermittlung

Einzelpreis: je 0,15 RM.
Partiepreise: je 25 Stück 2,25 RM, je 50 Stück 4 RM, je 100 Stück 7 RM, je 250 Stück 15 RM, je 1000 Stück 50 RM und Postgeld.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN, BERLIN W 9

Alphabetisches Verzeichnis der Inserenten.

Seite

ABG Baumaschinenfabrik Schumann, Findeisen & Co., G. m. b. H., Leipzig C 1/B, Maniettastr. 14 14
Aktiengesellschaft Johannes Jeserich, Altona-Eidelstedt, Berlin-Charlottenburg 36
Allgemeine Baugesellschaft Lorenz & Co., Berlin-Wilmersdorf, Kaiserallee 30 (Teil II auf farbigem Papier vor dem Text) IV
Allianz und Stuttgarter Verein, Versicherungs-Aktiengesellschaft, Berlin (Teil I auf farbigem Papier vor dem Text) XXIX
Ankona-Decken G. m. b. H, Celle 1 i. Hann., Hindenburgstraße 13 30
Arbit Arbeitsgemeinschaft der Bitumenindustrie e. V., Berlin NW 7, Neue Wilhelmstraße 1 5

Baugesellschaft Gebr. Rank & Co. m. b. H., München 15, Lindwurmstrafse 88 (Teil I auf farbigem Papier vor dem Text) XXI
Baumaschinen-Gesellschaft m. b. H, Leipzig N 22, Poetenweg 45 (Teil II auf farbigem Papier vor dem Text) I
Bau-Stahlgewebe G. m. b. H., Düsseldorf, Jägerhofstr. 23 (Teil II auf starkem farbigen Trennungsblatt) III
Bayerische Landesgewerbeanstalt Nürnberg 8
Benzinger-Bewehrung Komm. Ges., Berlin W 8, Friedrichstraße 69 (Teil II auf farbigem Trennungsblatt) . . VIII
Beton und Monierbau Aktiengesellschaft, Berlin W 9 (Teil I Einbanddeckelseite) IV
Beuchelt & Co., Grünberg i. Schles. (Teil I auf farbigem Papier vor dem Text) XII
Braun, Gustav A., Biberwerk Köln, Goebenstraße 12 . 15

Chemische Fabrik Grünau Landshoff & Meyer A.-G., Berlin-Grünau 21

Dahm, Paul, Bimsbaustoffwerke, Neuwied a. Rhein . . 25
Dahmen & Co., K.-G., Leverkusen-Schlebusch 1 . . . 29
Deutsche Kahneisen-Ges. m. b. H., Berlin-Lichtenberg 1, Kriemhildstrafse 13/16 (Teil I auf farbigem Papier vor dem Text) XI
Deutsche Terrazzoverkaufsstelle G. m. b. H., Ulm a. D. . 11

Seite

Stahlschalung Luchterhand & Co. G. m. b. H., Neustadt a. d. Weinstrafse 39
Stapf, A., Berlin W 35, Magdeburger Platz 5 34
Staro, Verwertungsgesellschaft der Stahlrohr-Betondecke m. b. H., Berlin NW 7, Unter den Linden 36/38 . 38
Stettiner Portlandzementfabrik Züllchow i. Pom. . . . 2
(Teil I auf farbigem Papier vor dem Text) XXII
Strafsenbaugesellschaft Kemna-Lenz G. m. b. H., Berlin-Wilmersdorf, Mecklenburgische Straße 57 35

Thyssen-Hütte, August, Aktiengesellschaft, Duisburg-Hamborn (Teil I auf farbigem Papier vor dem Text) XX
Tonindustrie-Laboratorium K.-G., Berlin NW 21, Dreysestraße 4 (Teil I auf farbigem Papier vor dem Text) . . I
Trasswerke Meurin K.-G., Andernach a. Rh. 8
Tuffstein- u. Basaltlava-Werke A.-G., Kruft bei Andernach a. Rh. 16

Ungarische Allgemeine Kohlenbergbau-Aktiengesellschaft, Budapest, V. Zoltán-utca 2—4
(Teil II auf starkem farbigen Trennungsblatt) VII

Verein deutscher Eisenportlandzement-Werke e. V.
(Teil I auf farbigem Papier nach dem Text) XXX
Vollrath Betonbau K.-G., Duisburg-Meiderich 30

Wacker, Robert, Elektro-Baugeräte, Dresden-V . . . 38
Wasmuth, Friedrich, Aktiengesellschaft für Baustoffhandel und -Industrie, Berlin W 35, Potsdamer Straße 58
(Teil I auf farbigem Papier vor dem Text) II
Weese, Selbstverlag, Berlin-Grunewald 28
Wehrmann, Friedrich, Asphaltwerk und Dachpappenfabrik, Berlin NW 21, Perleberger Str. 3 40
Wenko-Decken G. m. b. H., Hannover-M., Hedwigstraße 8 4
Wolfsholz, August, Preßbeton- u. Ingenieurbau K. G., Berlin, Breslau, Dresden, Essen, Königsberg/Pr.
(Teil I auf farbigem Papier vor dem Text) XIII

„Zehnerbau", Wilhelm Schröder, Architekt, Köln a. Rh., Deichmannshaus (Teil I auf farb. Papier n. d. Text) XXVIII
Zementfabrik Thuringia, Unterwellenborn
(Teil I auf farbigem Papier vor dem Text) VIII
Züblin, Ed., & Cie, Aktiengesellschaft, Stuttgart und Niederlassungen (Teil II auf stark. farb. Trennungsblatt) I

Schriftwalter: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Anzeigenleiter: O. Swoboda, Berlin-Mariendorf. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9. — Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68. — Preis: 6,20 RM. — z. Z. gültige Anzeigenpreisliste: 4. „G." 31. VII. 1937. M.-A. 10 000.

Wirtschaftlich arbeiten = Totiser Tonerdezement Marke „CITADUR" verwenden.

●

Sie sparen Zeit, Geld, Arbeit, Material, wenn Sie ein Bindemittel gebrauchen, mit welchem

nach 24 Stunden Betonfestigkeiten bis 450 kg/cm²

erreicht werden können.

●

Widerstandsfähig gegen aggressive Wässer!

●

Auf Wunsch stehen Urteile aus Verbraucherkreisen und Zeugnisse verschiedener Versuchsstationen zur Verfügung.

●

Mit konkurrenzfähigen Angeboten und jeder gewünschten Aufklärung dient die

UNGARISCHE ALLGEMEINE KOHLENBERGBAU-AKTIENGESELLSCHAFT
Budapest, V.,
Zoltán-utca 2—4

EBENES UND RÄUMLICHES

BENZINGER-GEFLECHT

FÜR DEN

HOCHBAU · TIEFBAU
STRASSENBAU ·
LUFTSCHUTZBAU

DRUCKSCHRIFTEN —
— AUSKÜNFTE —
— VORANSCHLÄGE

DURCH

BENZINGER-BEWEHRUNG
KOMMANDITGESELLSCHAFT
Berlin W 8, Friedrichstraße 69, Ruf 11 0186
Mülheim-Ruhr, Hardenbergstr. 120, Ruf 413 45

SIEMENS

SIEMENS-BAUUNION GMBH
BERLIN-SIEMENSSTADT

Getreidespeicher Stettin.
Blick auf das Bauwerk von Südost; links 1. Abschnitt des südlichen Zellensiloteiles im Gleitbau hochgeführt.

EISENBETONBAU · INDUSTRIEBAU · BRÜCKENBAU
BETONSTRASSENBAU · TIEFBAU

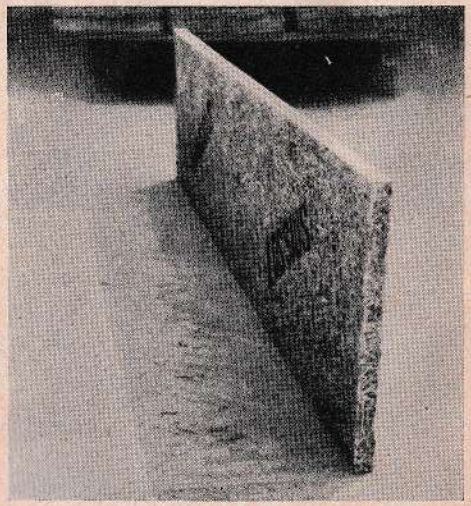
Ausführung von Silobauten mit und ohne Lüftung
nach eigenem Gleitschalungs-Verfahren (DRP)

NIEDERLASSUNGEN UND VERTRETUNGEN IM IN- UND AUSLANDE

Die zementgebundene

„Lossius"-Leicht-Bauplatte!

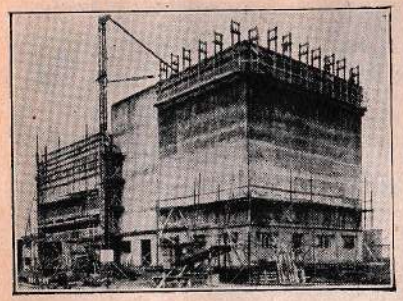
Format: 50 × 200 cm = 1,00 qm
Plattenstärke: 1,5; 2,5; 3,5; 5; 7,5 und 10 cm
Wärmeleitzahl: bei 0° = 0,055 / „ 30° = 0,064



Lossius-Leichtbauplatte

3,5 cm stark hochkantig frei stehend!
Hochisolierend wasserfest nagel- u. sägbar

Stettiner Portland-Cement-Fabrik
Züllchow i. Pom., Adolf-Hitler-Str. 34/36



Getreidesilo Stadthafen Düsseldorf

GLEITBAU KLOTZ & Co

Eisenbetonbau, Hoch- und Tiefbau, seit 1897

Grüneburgweg 98 **Frankfurt a. M.** Fernruf 572 04

Berlin — Breslau — Bamberg

Silos · Industriebauten

Hafen- und Kaibauten
Senkkastengründungen · Talsperren

Sonderheit:

Gleitbauweise
System Gleitbau Klotz & Co

Besonders dichter fugenloser Beton

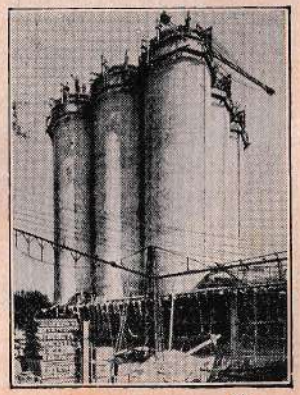
Kostenersparnis

Kurze Bauzeit (2 bis 6 m Bauhöhe täglich)

—

Lüftungs-Silos

—

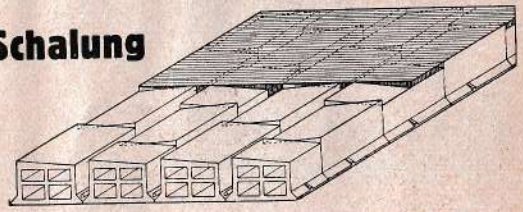


Ölsaatsilo Asnières

WENKO-DECKEN

auf

Schalung

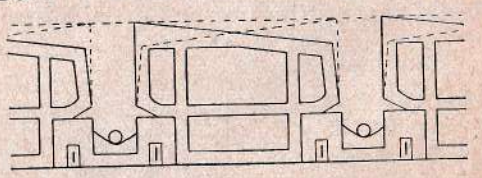


besitzen alle Vorzüge einer modernen Decke

und haben außerdem eine fugenlose Oberfläche auch ohne zusätzlichen Druckbeton; sie sind daher gas- und wasserdicht.

Wenko-Decken sind geeignet für **Bauten aller Art;** sie können als Steineisen- und Eisenbetonrippendecken ausgeführt werden und haben sich als Dachdecken bestens bewährt.

Neu! ohne Holzschalung Neu!



D.R.P. Völliger Fortfall der Holzschalung. Etwa 50% Holzeinsparung bei der Absteifung der Decke. **D.R.G.M.**

Man verlange Prospekte.

WENKO-DECKEN G. m. b. H.

Hannover-M, Hedwigstr. 8 Fernruf: 28 317

Bitumen

ist ein bewährtes Schutzmittel gegen Feuchtigkeit bei Bauten aller Art

Bitumen

findet zur Herstellung von Straßendecken auf Betonunterbau Verwendung

Bitumen

dient zum Fugenausguß bei Betonstraßen

Bitumen

liefern
die bekannten Fabriken in

Harburg-Wilhelmsburg, Ostermoor u. Emmerich

A R B I T

ARBEITSGEMEINSCHAFT DER BITUMENINDUSTRIE

Rhenania-Ossag Mineralölwerke Akt.-Ges.
Hamburg 36

Ebano Asphalt-Werke Aktiengesellschaft
Hamburg 36

Deutsche Gasolin Aktiengesellschaft
Berlin-Charlottenburg 9

Mineralöl- u. Asphaltwerke Aktiengesellschaft
Hamburg 36 u. Berlin W 15

Terrazzo- und Kunststeinkörnungen WALDHEIMER

tiefschwarz **Serpentin**, **„Sachsenschwarz"**
Warenzeich. ges. gesch.

Ulmerweiß „Jurakrone" Warenzeich. ges. gesch.
Carraraweiß Marmor
Betonhartstoff „Skaladur" Warenz. ges. gesch.
Bunte Terrazzo- und Kunststeinkörnungen
Muschelkalk
Kunstgranit
Steinsande und -mehle
Mosaikwürfel
Neue, geschmackvoll zusammengestellte „bunte Sondermischungen"
Schleif- und Poliermittel
Zementfarben usw.

Brüche und Verarbeitungsanlagen:
Waldheim/Sa., Reinsdorf/Sa.
Wünschendorf/Elster/Thür.

Versand ab Werken und frachtgünstig gelegenen Verkaufsniederlagen:
Dresden, Hamburg, Berlin, Elbing/Ostpr.

R. Naumann, Stein- und Terrazzowerke
Waldheim/Sa. Fernspr. 152.

STAHLSPUNDWÄNDE

LARSSEN

haben sich in 3 Jahrzehnten bei den größten Grund- und Wasserbauten der Welt glänzend bewährt. Alle Profile auch in UNION-SPUND-BOHLENSTAHL „RESISTA" lieferbar.

Dortmund-Hoerder Hüttenverein A.G.

DORTMUND

Nettetaler Trass

für dichten, säurebeständigen, elastischen und wirtschaftlichen Beton

Sämtliche Bimsbaustoffe

Lavafilterkies

für Gebrauchs- und Abwasser-Reinigung

Bimskies, normal oder entsteint, in allen Körnungen, desgl. hochporöse **Schaumlava** für druckfesten Leichtbeton

Trasswerke Meurin K.-G.

Andernach a. Rh.

Gegründet 1862

Bayerische Landesgewerbeanstalt

Nürnberg.

Bayerische Amtliche Prüfstelle f. Statik.
Prüfung von Plänen und statischen Berechnungen aller Bauwerke sowie auch einzelner Bauteile aus Holz, Mauerwerk, Beton, Eisen u. Eisenbeton.

Materialprüfungsamt (Mechanisch):
Prüfung von Bau- und Konstruktionsstoffen sowie ganzer Konstruktionen. Untersuchung von Materialprüfungsmaschinen für die Baustoff-Festigkeitsprüfung.

Materialprüfungsamt (Chemisch):
Untersuchung von Konstruktions- und Baustoffen usw.

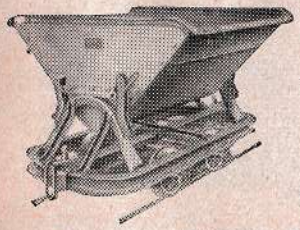
Materialprüfungsamt f. Elektrotechnik
mit Elektrischem Prüfamt 4.

Mit der Anstalt verbunden sind eine Elektrotechnische Abtlg. mit Elektr. Laboratorium (amtlich anerk. Beratungsstelle); Mech.-techn. Abtlg. für Maschinenuntersuchungen und Wärmewirtschaft; Chem. Abtlg. für chemisch-technolog. Untersuchungen; amtl. Auskunftstelle für gewerbl. Rechtsschutz; Betriebswirtschaftl. Abtlg. Wertabschätzungen.

Martin Eichelgrün & Co.

Feldbahnfabrik, **FRANKFURT a. M.**

Filialen: **Berlin-Charlottenburg 2, Dresden, Halle a. S.-Diemitz, Karlsruhe, Köln, Saarbrücken, Stuttgart**



empfiehlt

Feldbahn-Material

aller Art

zu Kauf und Miete

Unsere Patente:

Original fliegende / Original auflegbare **MECO**-Kletterdrehscheibe / -Wendeweiche

schmiedeeisernes, unzerbrechliches

BANDION-Rollenlager

sowie unsere stabilen

MECO-Muldenkipper / -Panzerkipper / -Großraumkipper

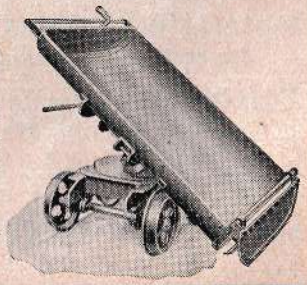
und unsere bewährten

MECO-EINMANN

-Betonrundkipper

-Schnabelrundkipper

auf Kugeln in gekümpelter Drehplatte, spielend leicht zu bedienen.



Ausführliche Werbeblätter auf Anfrage.

KRUPP
ISTEG-STAHL
DRP.—Auslandspatente

Hochwertiger Baustahl für Eisenbetonbauten

Zulässige Beanspruchung bis zu **2000** kg/cm²

Materialersparnisse bis zu 30 %
des sonst erforderlichen Zugeisenquantums

Verringerung des Arbeitsaufwandes
bei Anfuhr, Biegen und Verlegen

Technische Auskunft:

Isteg-Stahl-Gesellschaft m. b. H.
Köln-Lindenthal, Kinkelstraße 3

Deutsche Terrazzo-Verkaufsstelle Ulm G. m. b. H., Ulm a. D.

Telegr.-Adr.: Terrazzo Ulmdonau
Fernruf Nr. 4054 u. 4055

Seit Jahrzehnten bewährt und anerkannt:

Steinsande Steingruse

Spezialmischungen

zur Herstellung von Betonwerkstein
Steinputz, Vorsatzbeton usw.

Terrazzokörnungen Mosaikwürfel

zu Terrazzo-Mosaik-Fußböden.

Preisliste und Muster kostenlos.

Goldene Medaille Leipzig 1909.

Max Geissler

Hirschfelde/Leipzig

◆

Ausführung
sämtlicher Hoch- und Tiefbauarbeiten.
Beton-, Eisenbeton-, Industrie-, Straßen-, Fluß- und Eisenbahnbauten.

Höhere Technische Staatslehranstalt für Hoch- und Tiefbau

Fernruf Nr. 30086 **Stettin** Schinkelstr. 10

Sonderklasse für Eisenbeton- und Stahlbau
Ausbildung von Spezialtechnikern des Eisenbeton- und Stahlbaues
Statik, Theorie und Konstruktion einschl. Baustoffprüfung im Laboratorium

Dauer: 1 Semester
Beginn des Wintersemesters: 1. Oktober
Beginn des Sommersemesters: 16. März
Meldungen und Anfragen an die Direktion.

Klöckner-Mannstaedt-

Türzargen
aus warm gewalztem Spezialprofilstahl

Treppenschutzschienen
in Stahl und Metall (z. B. Leichtmetall)

Türschwelleneisen

Mauereckleisten

Putzkantenschützer
massiv gewalzt, leichte Ausführung

Spundwandschuhe

Hohlfugeneisen Syst. Wieland
für Betonstraßendecken

Verlangen Sie unsere Sonder-Druckschriften

KLÖCKNER-WERKE A.-G.
TROISDORF b. KÖLN

„Original ABG" Modell 1937

ABG ORIGINAL

Beton- u. Mörtelmischer

Bauwinden u. Bauaufzüge überall in Front!

nur

Rifi Modell 1937

ABG
BAUMASCHINEN-FABRIK

LEIPZIG C1/Ba Maniettastr. 14

Originalersatzteile für alle ABG-Fabrikate.

AQUASOL

zum Schutz von Betonflächen! Auf feuchtem Untergrund anwendbar! Nicht explosiv! Geruchlos! Teerfrei!

Schwarze, kalt streichbare, stabile Bitumen-Emulsion.

VOM GUTEN DAS BESTE

Gustav A. Braun, Biberwerk, Köln

Über unsere anderen Betonschutzmittel, wie
BIBER, GABRIT, LAOSIN u. a.,
geben wir gern jederzeit Auskunft.
Eine Anfrage lohnt sich bestimmt.

„KRISTALLIT"
(ges. gesch. Name für **Silicium-Carbid** zu Bauzwecken)

der bekannte hochwertige **Beton-Hartstoff** aus **deutschen Rohstoffen,** zur Herstellung von praktisch **unabnützbaren, gleitsicheren, rost- und staubfreien**

Böden, Treppen und Betonplatten

geeignet für Fabrikräume, Kasernen, Stallungen, Bunker, Hallen, Garagen, Badeanstalten, Wäschereien, Bahnsteige, Laderampen, Durchfahrten, Radfahrwege, Treppenstufen usw.

Drucksachen, Muster u. Angebote unverbindl. vom Hersteller

Elektroschmelzwerk Kempten A.G., München
Prinzregentenstr. 18/2 Telefon-Nr.: 255 56
Auslieferungslager in allen Teilen Deutschlands

Über die großen Vorteile

von

TRASS

im Tief- und Wasserbau möchten wir Sie gern durch unsere ausführlichen Druckschriften unterrichten.

Wir liefern außerdem prompt:

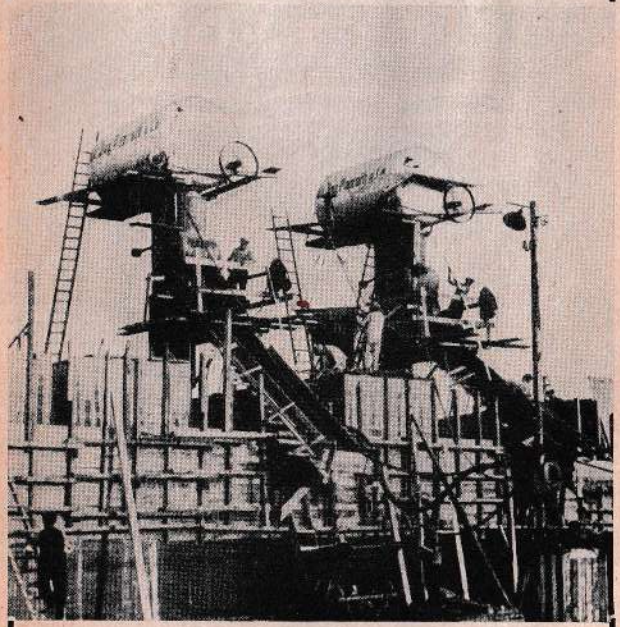
Bimsbaustoffe, Natur-Werksteine, Wegebaustoffe usw.

Tuffstein- und Basaltlavawerke AG
Kruft bei Andernach a. Rhein

Druckluft- und Brunnen-Gründungen

Ausführung der Spezialarbeiten unter Gestellung modernster und leistungsfähigster Spezialgeräte.

Baugrunduntersuchungen



Dr.-Ing. Paproth & Co.

Tiefbauunternehmung G. M. B. H.

Berlin-Steglitz, Wulffstraße 15

Fernsprecher: 79 78 18

Seit
Jahrzehnten
dauerhafteste
Schutzanstriche
für Beton u. Eisen mit

Inertol

Firma
Paul Lechler
Stuttgart

Aus Piesberger Kohlenquarzit:

Steinbrucherzeugnisse: Bord-, Großpflaster-, Polygonalpflaster- und Kleinpflastersteine, Steinschlag, Packlage, Mauersteine, Platten, Rasen- und Beeteinfassungssteine für Gartengestaltung, geteerten Steinsplitt, für Betonbauten gewaschene Splitte, Edelsplitt und Steinsand in den verschiedensten Körnungen. — **Betonwaren (Durilit):** Kanalrohre, Brunnenringe, Gehwegplatten, Hausklärbrunnen, Treppenstufen, Wangentreppen, Spülsteine, Fensterumrahmungen, Werksteine, Grenz- und Kilometersteine, Bahnsteigkanten, Einfriedigungspfosten. — **Hartbrand-Ziegelsteine.**

Klöckner-Werke A.-G. Osnabrück
Werk Piesberg (Post Osnabrück-Eversburg)

PULVER

Leichte
Zerlegbarkeit
—
Vergrösserte
Neigungs-
Verstellung
—
Vergrösserte
Nutz-Höhe

Die neue

MENCK

ROHRGERÜST-RAMME

FÜR DAMPF-, DIESEL- UND ELEKTRO-ANTRIEB

MENCK & HAMBROCK
ALTONA-HAMBURG

Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger. Von Dr.-Ing. G. Anger. Zweite neubearbeitete und erweiterte Auflage. Mit 37 Textabbildungen und zahlreichen Tafeln. 1937. Steif geh. 10 RM.
Bautechnik-, Beton u. Eisen-, Stahlbau- u. Zentralblatt-Abonnentenpreis — nur gültig 1937 — 9 RM.

Der Eisenbetonbau. Ein Leitfaden für Schule und Praxis. Von C. Kersten, Studienrat an der Höheren Technischen Lehranstalt für Hoch- und Tiefbau der Stadt Berlin.

Erster Teil: Ausführung und Berechnung der Grundformen. Vierzehnte neubearbeitete Auflage. Mit 298 Textabbildungen. 1933. Geheftet 7,20 RM, Leinen 8 RM.

Zweiter Teil: Anwendungen im Hoch- und Tiefbau. Dreizehnte neubearbeitete Auflage. Mit 571 Textabbildungen. 1937. Geheftet etwa 5,50 RM, Leinen etwa 6,50 RM.
Bautechnik-, Beton u. Eisen- und Zentralblatt-Abonnentenpreis — gültig 1937 — Leinen etwa 6 RM.

Dritter Teil: Rechnungsbeispiele. Mit Anhang: Berechnung des Durchlaufbalkens. Sechste neubearbeitete Auflage. Mit 240 Textabbildungen. 1934. Geheftet 6 RM, Leinen 6,80 RM.

Brücken in Eisenbeton. Von C. Kersten.

Erster Teil: Platten- und Balkenbrücken. Sechste neubearbeitete Auflage. Mit 532 Textabbildungen. 1928. Geheftet 11 RM, Leinen 12,50 RM.

Zweiter Teil: Bogenbrücken. Fünfte neubearbeitete Auflage. Mit 555 Textabbildungen. 1930. Geheftet 13,50 RM, Leinen 15 RM.

Dritter Teil: Rechnungsbeispiele für Balkenbrücken. Zweite umgearbeitete Auflage. Mit 128 Textabb. 1935. Geheftet 6 RM, Leinen 7,20 RM.

Tabellen der Maximalquerkräfte und Maximalmomente durchlaufender Träger mit 2, 3 und 4 Oeffnungen verschiedener Weite bei gleichmäßig verteilter Belastung. Von Dipl.-Ing. W. Kapferer. Zweite überarbeitete und erweiterte Auflage. Mit 18 Textabbildungen. 1928. Geheftet 5,40 RM, Leinen 6,60 RM.

Ratgeber für Bauführer u. Poliere im Beton- u. Eisenbetonbau. Vierte neubearbeitete und erweiterte Auflage von Reichsbahnoberrat E. Klett, Stuttgart. Mit 111 Textabb. 1937. Steif geheftet 5 RM.
Bautechnik-, Beton u. Eisen- und Zentralblatt-Abonnentenpreis — nur gültig 1937 — 4,50 RM.

Statik, leichtverständlich dargestellt. Von K. Zillich, Baurat.

Erster Teil: Graphische Statik. Neunte Auflage. Mit 160 Textabbildungen. 1931. Geheftet 2 RM, kartoniert 2,40 RM.

Zweiter Teil: Festigkeitslehre. Zehnte Auflage. Mit 125 Textabbildungen. 1933. Kartoniert 3,40 RM.

Dritter Teil: Größere Konstruktionen und Eisenbeton. Neunte neubearbeitete Auflage von Baurat Fr. Stiegler. Mit 240 Textabbildungen. 1936. Kartoniert 2,80 RM.

Rechentafel nebst Sammlung häufig gebrauchter Zahlenwerte. Von Dr.-Ing. ehr. Dr. H. Zimmermann, Wirkl. Geh. Oberbaurat. Zehnte Auflage.
Ausgabe **A.** 1929. Leinen 6,80 RM.
Ausgabe **B** mit Anhang Quadrattafel. 1930. Leinen 8,20 RM.
Quadrattafel (Sonderausgabe). Geheftet 1,40 RM.

Mittel, Abbindezeit des Zements bis auf 3 Min. zu verkürzen. Erhöhung der Haftfähigkeit, des Abnutzungswiderstandes und der Ölfestigkeit

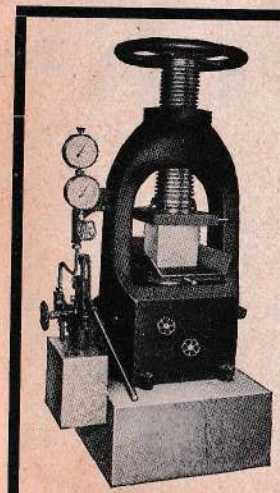
Mörtel- und Betondichtungsmittel

farbloser, wasserabweisender Anstrich

für Betonhärtung u. Betonschutz

frei von Teer, Teerpech und Benzol. Schwarze Anstriche, sowie Streichmassen und Pasten

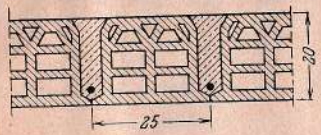
CHEMISCHE FABRIK GRÜNAU
LANDSHOFF & MEYER A. G.
BERLIN-GRÜNAU



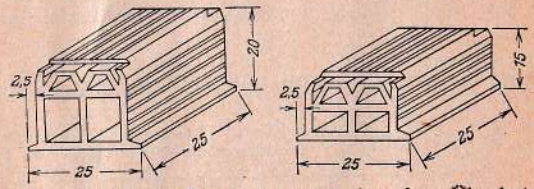
Betonprüfpresse 300 to
für Würfel bis 30 cm Größe
Neuestes Modell
Sämtliche Betonprüfgeräte
OSCAR A. RICHTER
Dresden-A. 1
Güterbahnhofstraße 8

Pröbsting-Decke

D. R. G. M. 1 241 775



siehe Seite 119
Beton - Kalender 1938



beste und billigste Ton-Hohlsteindecke ohne Überbeton

Kostenlose Beratung und Kalkulation

Pröbstinger Dampfziegelei u. Tonwaren-Fabrik

Inhaber: Gebr. Wolters, Borken i. W.

«FAMA»

Spezial-Fußböden D.R.P.

für Leicht-, Mittel- und Schwerbetriebe

„FAMIN"

Spezial-Fußböden D.R.P.

wetter- und wasserfest, für Naßbetriebe

Seit 3 Jahrzehnten bei Reichs- und städt. Behörden, Reichsbahn und Industriewerken in großen Flächen bestens bewährt.

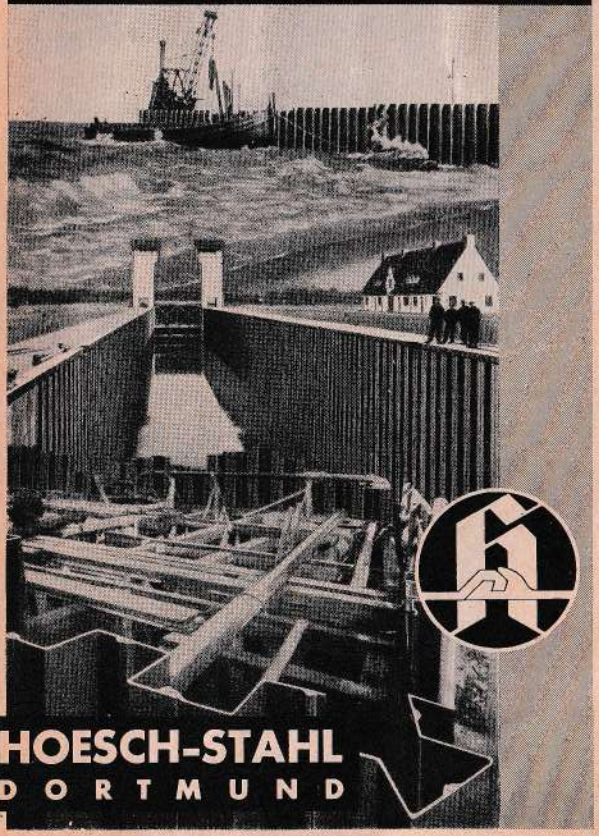
FAMA & FAMIN G. m. b. H.

Fabrik für Spezialfußböden

Hannover, Stüvestraße 6a / Tel.: 8 2041/42

STAHLSPUNDWAND HOESCH

DIE WAND AUS Z-FÖRMIGEN BOHLEN MIT LABYRINTHSCHLÖSSERN



HOESCH-STAHL

DORTMUND

Bimsbaustoffe

Wir stellen folgende Artikel her:

Stegzementdielen und Kassettenplatten für Dacheindeckungen, Decken- u. Wandplatten, Hohlblocksteine, Deckenhohlsteine, Zementschwemmsteine, Bimsbeton-T-Steine, Bimsbeton-Neunersteine, Bimszementdielen.

Verlangen Sie unseren Katalog!

Pfahlzieher

D. R. P.

zum Ziehen von

Spundwandeisen,
Betonpfählen,
Trägern aller Art.

Verlangen Sie bitte unverb. Angebot

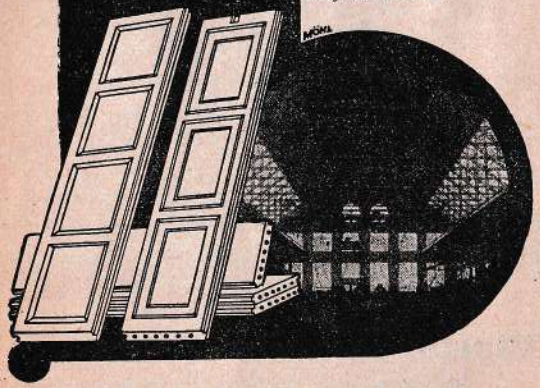
SACK & KIESSELBACH

Maschinenfabrik G. m. b. H.

Düsseldorf-Rath

BIMS BETON STEGDIELEN KASSETTENPLATTEN UND STEGKASSETTENPLATTEN

die unerreichte Dacheindeckung an Qualität, Haltbarkeit und Schönheit, Geringes Eigengewicht, beste Isolierung, größte Widerstandsfähigkeit, größte Feuersicherheit, leichte Anpassungsfähigkeit, schnelle Montage, sofort belastungsfähig, unbegrenzte Lebensdauer.



Verlangen Sie unseren Hauptkatalog
Die Zusendung erfolgt kostenlos.

PAUL DAHM

Bimsbaustoffwerke

Neuwied am Rhein

Größte Leistungsfähigkeit!
Ausgedehnte eigene Bimssandlager · Eigener Bahnanschluß
Versand auf dem Bahn- und Wasserwege
Fernsprecher: Sammel-Nr. 2651

H. REK

Ingenieur-Büro — **Eisenbetonbau**

Hochbau u. Tiefbau

Stuttgart

Militärstraße 44 Fernruf 62 051

Silin-Mineralfarben

der lichtechte, wetterfeste und waschbare Versteinerungsanstrich für Außen und Innen. Ölfrei.

Plasto Silith

die fugenlose streichbare Steinverkleidung für Sockel in stark beanspruchten Innenräumen. Ölfrei.

Wakopra-Matt

der Mattanstrich für Innen und Außen, auch auf Ölfarbe (unter 15 % Öl in der streichfertigen Farbe).

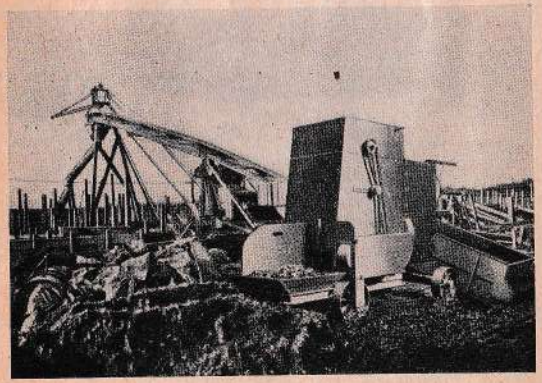
Silin-Feuerschutz

farbig in jedem Farbton und farblos. Staatl. zugel.

Silinwerke
Gernsheim / Rhein

„REGULUS"
BETONMISCHER

D. R. P. und Ausl.-Pat.



arbeiten kontinuierlich unter genauester Einhaltung jedes gewünschten Mischungsverhältnisses.

Leistung: 3 bis 40 m³/h.

Vorteile: Intensive, stets gleichmäßige Mischung. Geringes Gewicht. Billig in Unterhaltung und Betrieb. Preiswert in der Anschaffung.

G. Anton Seelemann & Söhne

Baumaschinenfabrik **Neustadt-Orla.**

Ningelgen

Universal-Stampfmaschinen „Ideal"
für Mauersteine, voll und hohl, Bauplatten, Dielen, Hohlblöcke, Deckenhohlsteine usw.

Bordstein-Stampfmaschinen

Gehwegplatten-Stampfmaschinen

Vollautomaten, Rütteltische,

Zwangsmischer

Brecher und Walzwerke für Bims, Schlacken, Tuff u. Ziegelschotter

Seiltransporte, Schiebebühnen, Becherwerke; Siloverschlüsse

Carl Ningelgen
Kunststeinmasch.-Fabrik
Stuttgart-Bad Cannstatt 27a

WEESE

Ausführlicher Prospekt kostenlos

Eisenbeton-Zahlentafeln

seit 30 Jahren im **Inland** und **Ausland**
weit verbreitet, jetzt erweitert auch für die Eisenspannungen 1400, 1500, 1800, 2000 kg/cm² und Betonspannungen 55, 60, 65, 70, 75, 90 kg/cm².

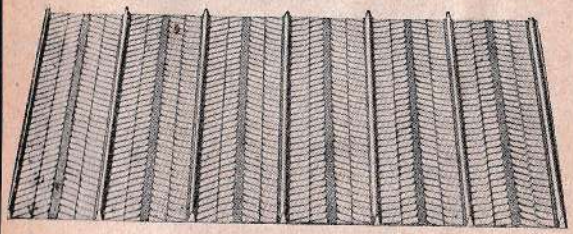
Teil I, 6. Auflage 1937
Biegemomente und Querkräfte . . . 24 RM.
Teil II, 5. Auflage 1937
Eisenbetondecken (Platten) . . . . 14 RM.
Teil III, 5. Auflage 1937
Eisenbetonrippendecken und Steineisendecken . . . . . 18 RM.
Teil IV, 4. Auflage 1933
Säulen mit einfacher Bügelbewehrung und umschnürte Säulen . . . . . 6 RM.
Teil V, 5. Auflage 1937
Querschnitte mit außermittiger Last 16 RM.

Selbstverlag **Weese, Berlin-Grunewald**
Karlsbader Straße 16

Für ungezählte Verwendungsgebiete außen und innen im Bau ist

RIPPENSTRECKMETALL

„der" Putzträger!



Seit Jahren in der Welt bewährt!

Neben wirtschaftliche Überlegenheit treten hervorragende techn. Eigenschaften:

Große Eigensteifigkeit ▪ Handlich in der Verarbeitung ▪ Vorzügliche Haftung des Putzes Bildung von Rissen ausgeschlossen ▪ Kein Durchschlagen v. Rostflecken ▪ Feuerbeständig.

Vertrieb und Auskunft

Dahmen & Co.
Kommanditgesellschaft
Leverkusen-Schlebusch 1, Postfach 2

Heilmann & Littmann

Bau-Aktiengesellschaft

Gegründet 1871

München Berlin Stuttgart
Düsseldorf Karlsruhe

Hoch- u. Tiefbau

Industriebau

Eisenbetonbau

Robert Kieserling

Hamburg - Altona

Gr. Bergstr. 264-66, Ruf 426312 u. 429113

Spezial-Unternehmen für

Autobahnen

und

Betonstraßen

Bodenbeläge

für größte Beanspruchungen wie:

Schlacht- u. Kühlhallen,
Flugzeug- u. Kraftwagenhallen
sowie Rollfelder,
Werkstätten etc.

verschleißfest, trittsicher,
undurchlässig und unverwüstlich

Langjährig erprobt!

Für den Schutz von Beton u. Mauerwerk

Siderosthen-Lubrose
in allen Farben.

Lubroplast A 111
plastische Dichtungsmasse.

Aluminium-Bitumen-Lubrose
aluminiumfarbig.

Unterwasserfarbe 495
in allen Farbtönen für Innenanstrich v. Wasserbehältern.

Beton-Lubrose
schwarz, kalt streichbar.

Heiß-Lubrose
heißflüssiger Anstrich für besonders starke mechanische Einwirkung.

Silofarbe 1089
nach Vorschrift des Reichsnährstandes.

Jeserit-Fassadenfarbe „K"
ölfrei, in allen Farben.

Aktiengesellschaft Johannes Jeserich

Altona - Eidelstedt / Berlin - Charlottenburg

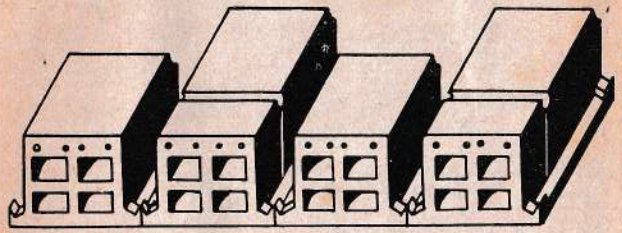
Seit über 100 Jahren

technische Fachliteratur
durch die

Gropius'sche Buchhandlung
Berlin W 9, Köthener Straße 38

SAUTER-DECKE

für Wohnhäuser u. Industriebauten in Stallungen warm- und tropfsicher



Größte Stützweiten **Größte Belastung**

DEUTSCHES REICHSPATENT

Zugelassen vom Reichsfinanzministerium nach den neuesten Richtlinien vom 12. 10. 1936.

Vereinigt **alle Vorzüge** einer neuzeitlichen **Hohlsteindecke** in sich.

Die Sauter-Deckensteine werden im Verband trocken verlegt. — Die verlegten Steine werden mit Beton 1:4 vergossen, nachdem sie genügend angenäßt und von jedem Staub und Schmutz befreit sind. — Überbeton ist nicht erforderlich.

Technische Vorteile:

Die genaue Verteilung der Eisen gestattet die äußerste Ausnützung des Betons. — Eine Ersparnis an Zeit infolge des einfachen Einlegens der beiden Eisen. — Die mühsame Kontrolle des Aufsichtspersonals während des Betonierens wird wesentlich erleichtert. — Sie bietet eine erhöhte Sicherheit des ganzen Bauwerkes. — Da in jeder Rippe zwei Eisen verlegt werden, mit Ausnahme von ganz kleinen Stützweiten, so gilt nach § 20 Schubsicherung Z. 6: Sind bei Rippendecken in jeder Rippe 2 Eisen angeordnet und ist davon eins aufgebogen, so braucht dieser Nachweis erst geführt zu werden, wenn $t_0 > 6$ kg/cm² wird. — Die winkelförmigen Ansätze auf den Fußleisten bezwecken eine völlige Umhüllung der Zugeisen, ohne daß dieselben angehoben werden.

Die Sauter-Decke D. R. P. ist somit technisch u. wirtschaftlich unerreicht.

L. Sauter, Ingenieur, Bielefeld
Ruf 6284

ELEKTRO-BAUGERÄTE

Vibratoren für Beton- und Straßenbau
Vibrations-Stampfer für Erde, Ton u. Beton
Stromerzeuger für Licht- und Kraftstrom

arbeiten wirtschaftlich!

ROBERT WACKER, DRESDEN-V

Wacker

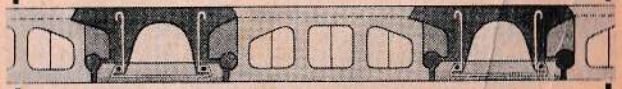
ca. 800 000 m²
ausgeführt

STARO

STAHLROHR
BETONDECKE

D. R. P. Prämiiert

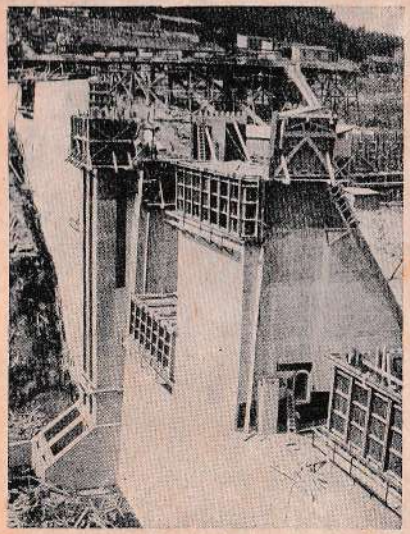
ohne Schalung



STARO

Verwertungs-Gesellschaft der Stahlrohr-Betondecke m.b.H.

BERLIN NW 7, Unter den Linden 36/38 / Tel. 12 30 43



Zillierbach-Talsperre

STAHLSCHALUNGEN

sparen für Sie!

billiger als Holz — ungelernte Arbeiter genügen.

D. R.-Patente. — Ausl.-Patente.

Stahlschalung Luchterhand & Co., G. m. b. H.

Neustadt an der Weinstraße

Miete **Montage**

„Werit“

Isolieranstrich für Beton und Mauerwerk

wird seit über 10 Jahren mit größtem Erfolg angewandt. Täglich bestätigt die Praxis aufs neue, daß „Werit“ höchste Widerstandskraft mit leichter und schneller Verarbeitung verbindet.

„Werit“

wird verwendet für Talsperren, Hoch- und Tiefbauten, Wasserbauten aller Art, Kanalisations- und Kläranlagen, Betonkanäle, Zementrohre, Kabelröhren usw.

„Werit“

in Fachkreisen als ausgezeichnetes und **billiges** Anstrichmittel bekannt, ergibt einen tiefschwarzen, luft- und feuchtigkeitsdichten elastischen Überzug und ist spätestens 3 Stunden nach Anstrich trocken und hochglänzend.

Friedrich Wehrmann

Asphaltwerk und Dachpappenfabrik

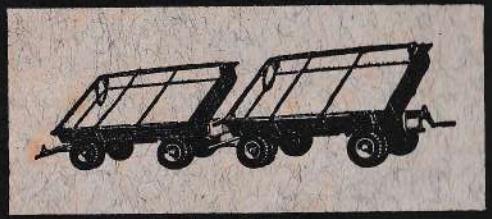
Berlin NW 21, Perleberger Straße 3

Telefon: 35 63 16

Für die Beton-Industrie

liefern wir von unseren Lagerplätzen in allen Teilen Deutschlands:

FELDBAHNEN · KIPPWAGEN · DIESEL- UND DAMPF-LOKOMOTIVEN · BAGGER LASTWAGENANHÄNGER · WALZEN

Orenstein & Koppel AG

Verkaufsstellen: Berlin SW 61, Breslau, Dortmund, Frankfurt a. M., Hamburg, Köln, Königsberg, Leipzig, Mannheim, München, Stuttgart